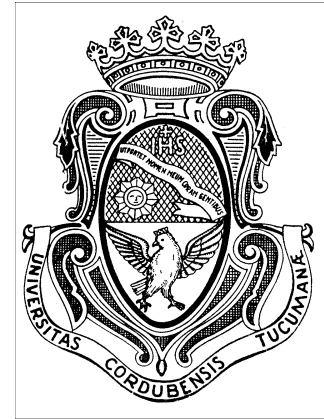




UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Departamento de Construcciones Civiles

Area de Geotecnia



SUELOS COLAPSABLES

Dr. Ing. Emilio R. Redolfi



SUELOS COLAPSABLES

1. INTRODUCCIÓN

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no pueden siempre reducirse a causas puramente mecánicas, sino que muchas veces intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno. En algunos suelos, estos factores "no mecánicos" tienen una importancia capital y son objeto de un estudio particular. Dicho grupo de suelos es conocido genéricamente como "suelos estructuralmente inestables".

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranular, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables. En estas notas se analizarán exclusivamente aquellos suelos en los cuales el colapso es provocado por humedecimiento.

2. SUELOS METAESTABLES

En la Mecánica del Suelo y en la Ingeniería de Cimentaciones suele hacerse una división de los suelos según sean los factores que determinen su comportamiento en (4 y 5):

- Suelos estructuralmente estables
- Suelos estructuralmente inestables o metaestables

Se define a los primeros como aquellos, cuyo comportamiento depende sólo de sus propiedades intrínsecas y de factores mecánicos; y a los segundos, como suelos cuyo comportamiento no sólo está en relación directa con las sollicitaciones mecánicas, sino que también está controlado por factores externos al suelo, por ejemplo, factores químicos, variaciones ambientales, etc.

En (6) se presenta una adaptación simplificada de los principales tipos de suelos estructuralmente inestables propuesta por Aitchison (1973). Esta clasificación refleja tanto la inclusión de los suelos colapsables objeto de nuestro estudio dentro de los suelos estructuralmente inestables, como la gran variedad de ellos y algunas de sus características más importantes.

3. SUELOS COLAPSABLES

3.1. Características comunes:

Reginatto (1977) señala que, en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como (8):



- Estructura macroporosa, con índice de huecos (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

3.2. Definición de colapso:

Zur y Wisemam (1973) definen como colapso a cualquier disminución rápida de volumen del suelo, producida por el aumento de cualquiera de los siguientes factores (9):

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Tensión media actuante (τ)
- Tensión de corte (σ)
- Presión de poros (u)

Reconociendo por lo tanto que el colapso de la estructura del suelo puede producirse por una variedad de procesos diferentes de la saturación. Reginatto (1977) sugiere que, a esta lista de factores puede agregarse la interacción química entre el líquido saturante y la fracción arcillosa.

A efectos de definir y diferenciar los distintos tipos de colapso Uriel y Serrano (1973,1974) clasifican a los suelos colapsables o desmoronables en:

Grupo I: Suelos en los que tiene lugar un rápido cambio de la relación entre presiones efectivas y las deformaciones sin que se alcance la resistencia última del material. De acuerdo con esto la causa del colapso es únicamente el cambio de las presiones efectivas. A este grupo pertenecen los limos o arcillas cementadas y las rocas de gran porosidad. Cuando se ensaya a humedad constante, se detecta una notable modificación de su módulo de compresibilidad al alcanzar un cierto valor las presiones efectivas.

Grupo II: Suelos en los que, sin la presencia o cambio de las condiciones que producen el colapso, no hay cambio abrupto en la relación presión-deformación. Tal es el caso de los loess y algunas arcillas que contienen sulfatos. Si se ensayan



a humedad constante, la relación tensión-deformaciones es una curva suave y continua y sin agudos quiebros. La saturación produce, sin embargo, un importante cambio volumétrico, debido probablemente a un incremento de la presión de los poros que origina el agotamiento de la resistencia al corte del suelo.

3.3. Suelos colapsables por humedecimiento:

Establecida la definición general de colapso, nuestro análisis se centrará en aquellos suelos en los cuales el colapso de la estructura del suelo es provocado por un incremento del contenido de humedad (10). Por lo tanto, en lo sucesivo cuando se hable de suelos colapsables, se entenderá que son aquellos suelos, en que un aumento en el contenido de humedad, provoca una brusca disminución de volumen, sin la necesidad de un aumento en la presión aplicada.

A partir de esta definición, se advierte:

- Por un lado una destrucción o un cambio en la estructura que el suelo tenía originalmente, y
- Por el otro lado, un agente externo: el agua, que provoca este fenómeno.

En la Mecánica de Suelos clásica de los suelos saturados o de los suelos secos el fenómeno de colapso generalmente viene asociado a un cambio en el estado tensional del suelo. En cambio aquí, y en una primera definición, estaría provocado por un agente externo (cambio en el contenido de humedad).

En el proceso de consolidación de suelos saturados (Teoría clásica de Terzaghi) también se produce una disminución de volumen, pero puede decirse que en muchos aspectos el colapso es lo contrario de la consolidación, tal como se indica en Reginatto (1977) (11).

4. MECANISMO DEL COLAPSO

A continuación, se analizarán los diferentes mecanismos de colapso para distintas estructuras de suelos, para lo cual se seguirá, principalmente el trabajo de Dudley (1970).

Las siguientes condiciones generales son las que establece Dudley para que ocurra el colapso (13):

1. La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de modo tal que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno.
2. Las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles, -tanto unas como otros- pueden ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo.
3. Cuando este soporte es reducido o anulado, las partículas del suelo deslizan o ruedan, por una pérdida de la resistencia al corte.



Los suelos granulares, como las arenas y las gravas, presentan un tipo de estructura simple, también ampliable a los limos. En ella, las uniones entre granos son contactos reales debidos a fuerzas gravitacionales, fuerzas exteriores o capilares. Estas últimas tienen un carácter temporal ya que dependen del grado de saturación que posea el suelo. La humedad del suelo puede variar entre el estado saturado y el seco, del mismo modo las tensiones capilares serán variables con el contenido de humedad y desaparecerán tanto al saturarse, como al secarse el suelo.

Según puede verse en (14), la forma que toman los meniscos hace que el agua esté traccionada y por lo tanto la presión de poros sea negativa. Esto origina un aumento de la presión efectiva que une un grano con el otro. Este aumento de la presión efectiva origina un aumento en la resistencia, por lo cual los granos opondrán una mayor resistencia al deslizamiento.

Si en este estado el suelo se satura, la presión efectiva disminuirá, y con ella la resistencia al corte, pudiendo provocar un deslizamiento relativo entre los granos de suelo.

Cuando la estructura es macroporosa, este deslizamiento entre granos se manifiesta en una importante disminución de volumen.

Este tipo de mecanismo de colapso o desmoronamiento puede ampliarse también para aquellas arenas en las que sus vínculos están formados por partículas de limos, como se esquematiza en la (15 y 16).

Cada partícula de arcilla posee una carga neta negativa que se equilibra con los cationes de la doble capa que la rodea. Dos partículas se repelerán entre sí cuando entran en contacto sus dobles capas. A medida que se trate de acercarlas, esta fuerza de repulsión aumentará. Además de esta fuerza de repulsión existe una fuerza de atracción entre las partículas debidas a las fuerzas de Van der Waals o fuerzas de enlace secundario, esta fuerza también es función de la distancia entre las partículas. Por lo tanto, las partículas se atraerán o repelerán en función de la resultante de estas dos fuerzas.

Las fuerzas de repulsión son dependientes de las características del sistema (espesor de la doble capa), no así las fuerzas de atracción, que en general son independientes de él. Las partículas podrán alejarse o acercarse, modificando las características del medio y por ende el espesor de las dobles capas. El proceso de acercamiento de una partícula con otra se denomina floculación y al proceso de alejamiento de una partícula respecto a otra dispersión.

Lambe y Whitman (1969) indican que se provoca una tendencia a la floculación aumentando una o varias de las siguientes características:

- Concentración de iones Valencia iónica



- Temperatura o disminuyendo una o más de las siguientes:
- Constante dieléctrica
- Tamaño del ión hidratado
- Absorción de aniones
- pH

Durante un proceso de saturación, además de una disminución de las fuerzas capilares, hay una disminución en la concentración de iones, y por lo tanto un proceso de dispersión. Partículas que antes estaban unidas por fuerzas de atracción, comienzan a repelerse y adquirir una estructura dispersa y probablemente menos resistente.

Esta es una manera bastante simple de explicar un mecanismo mucho más complejo, en el que pueden intervenir, además de los nombrados, otros factores. Sin embargo, se advierte cómo una estructura "estable" puede ser modificada cuando entra en juego un agente externo que desestabiliza y modifica los vínculos que primariamente le conferían una resistencia aparente.

En cualquiera de los tipos de estructuras antes descritas, los vínculos entre partículas pueden estar impregnados de un agente cementante que confiere una resistencia cohesiva adicional al deslizamiento de un grano respecto a otro.

También esta cohesión puede tener un carácter temporal semejante al de las fuerzas capilares.

La pérdida de esta resistencia dependerá tanto de las características del agente cementante como de las del fluido. Así, si la cementación deriva de sales cristalizadas, la pérdida de resistencia será función del grado de solubilidad de estas sales.

Finalmente, cualquiera sea el tipo de estructura de suelo que se esté considerando, siempre es posible hablar de vínculos o fuerzas que unen o ligan una partícula a otra. En unos casos, las partículas están en contacto directo entre sí (partícula-partícula) unidas por fuerzas externas o capilares, y en otros casos estas fuerzas o vínculos pueden tener carácter físicoquímico o eléctrico, a incluso no existir contacto directo entre las partículas.

Si la estructura del suelo se encuentra en estado de equilibrio, y un agente externo -cualquiera- provoca una disminución o anulación de las fuerzas que vinculan unas partículas con otras, puede suceder que el suelo pase a un nuevo estado de equilibrio.

Este proceso entre dos estados de equilibrio puede provocar o no, un cambio de la estructura del suelo, dependiendo de (17):



- La magnitud de los cambios provocados en los vínculos y/o fuerzas por el agente externo.
- Estado tensional existente en los vínculos.

Si los cambios provocados por el agente externo en las características de los vínculos, no son suficientes como para movilizar un cambio de estructura, ésta permanecerá inalterada. Sin embargo, la condición de equilibrio puede haber variado, dado que de alguna forma el agente ha "sensibilizado" al suelo.

En cambio, si el estado tensional en los contactos es superior a la resistencia que tienen éstos durante el proceso, las partículas cambiarán de posición, produciendo un cambio de estructura y pasando a un nuevo estado de equilibrio.

Un ejemplo de ello puede observarse en (18), en la cual se han dibujado dos ensayos edométricos de un mismo estrato. La muestra A fue cargada hasta una presión de $2,00 \text{ kg/cm}^2$, a humedad natural ($w\%= 14,4$), siendo posteriormente inundada a esa presión. Durante este proceso se observa un importante cambio volumétrico. La muestra B, fue inundada a una presión de $0,10 \text{ Kg/cm}^2$, no observándose ningún cambio volumétrico durante el proceso de saturación. Posteriormente se continuó el ensayo edométrico en forma habitual hasta una presión de $2,00 \text{ kg/cm}^2$.

Al no advertirse cambios volumétricos durante el proceso de saturación, puede inferirse que tampoco se han inducido cambios en la estructura del suelo, pero es indudable que efectivamente se ha generado una notable disminución en la resistencia de los vínculos, dado que al aumentar el estado tensional el comportamiento del suelo varió radicalmente del que se observó durante el proceso de carga a humedad natural en la muestra A.

Esto también queda reflejado en las curvas de (19). La primera de ellas corresponde a la variación de las deformaciones verticales en función del tiempo, cuando la muestra A fue saturada a una presión axial de $2,00 \text{ kg/cm}^2$, en tanto la segunda corresponde al salto de carga de $1,00\text{-}2,00 \text{ kg/cm}^2$ del ensayo B (saturada a $0,10 \text{ kg/cm}^2$). En ambas curvas se advierte en primer término una brusca disminución de volumen, señalada como colapso primario (Redolfi, 1982).

En esta etapa, la resistencia y la estabilidad de la estructura macroporosa y mal acomodada dependen básicamente de la resistencia al corte, a la tracción y a la compresión de los puentes o acumulaciones de arcillas y/o sales en los puntos de contacto entre las partículas (Reginatto, 1977). Los esfuerzos que se producen en dichos vínculos y puntos de contactos han superado la resistencia del material, provocando el consecuente desmoronamiento de la estructura del suelo, dando como resultado una totalmente distinta a la anterior. Posterior a esta primera etapa (cambio de pendiente de las curvas), sigue existiendo una importante disminución de volumen, debida posiblemente a un reacomodamiento de las partículas del suelo a esta "nueva estructura" de suelo mejorado o "compactado".



El objetivo de todo este apartado no ha sido explicar el mecanismo último del colapso, sino más bien tratar de comprender a través de ejemplos simples y factibles, cómo la entrada de agua en una estructura metaestable origina una desestabilización o sensibilización en la resistencia existente entre los vínculos.

Tampoco se ha pretendido hacer una revisión exhaustiva de todos los mecanismos que diversos investigadores han propuesto para explicar el fenómeno del colapso, sino tomar en consideración aquellos más documentados y que mejor se adaptan al caso de suelos loésicos con estructura macroporosa que serán objeto de un especial análisis en estas notas.

5. COLAPSO RELATIVO

Con referencia al Colapso Relativo (δ_{col}) existe una aparente anarquía, tanto en su denominación como en la forma de calcularlo. En (21) se señalan algunas de las más conocidas.

Del análisis de las diferentes ecuaciones se advierte que la única diferencia en el cálculo radica en el denominador o valor de referencia que se elija: altura inicial de la probeta (h_0); la altura de la probeta a humedad natural cargada a una presión igual al peso propio de las tierras (h_1); o la altura de la probeta antes de la inundación cargada a una presión a $\sigma(w_{HN})$. Esta variedad de definiciones es aparente, dado que para el caso del cálculo de la magnitud del asentamiento debido solamente al peso propio de las tierras, dos de las ecuaciones se hacen iguales, puesto que para ese caso particular $h_1 = h_{HN}$, a incluso suele suceder que h , es aproximadamente igual a h_0 (20).

En lo sucesivo se utilizará la siguiente ecuación para definir el **Colapso Relativo** (δ_{col}):

$$\delta_{col} = \frac{h_{HN} - h_s}{h_1} \quad \text{ó} \quad \delta_{col} = \frac{\varepsilon_{HN} - \varepsilon_s}{1 - \varepsilon_1} \quad \text{ó} \quad \delta_{col} = \frac{e_{HN} - e_s}{1 - e_1}$$

h_{HN} = Altura de la probeta a humedad natural (antes de la inundación) cargada a una presión cualquiera σ .

h_{SAT} = Altura de la probeta saturada (después de producido el colapso) cargada a la presión σ .

h_1 = Altura de la probeta a humedad natural cargada a una presión axial igual al peso propio de las tierras.

6. SUELOS AUTOCOLAPSABLES Y POTENCIALMENTE COLAPSABLE

En el gráfico semilogarítmico que representa el comportamiento de un suelo, un ensayo a compresión confinada realizado sobre en condición saturada, se puede



observar un quiebre en la curva de compresibilidad. La presión axial a la cual se produce este quiebre o este cambio de comportamiento se la denomina Presión de Fluencia Saturada o Presión Inicial de Colapso. En principio se establece que para presiones menores a esta, el suelo tiene un comportamiento elástico y los asentamientos por colapso son bajos y nulos. Por el contrario, para presiones mayores a la de Fluencia el suelo tiene un comportamiento elásto-plástico y los asentamientos por colapso son importantes.

Se dice que un suelo es auto colapsable cuando la presión de tapada o geostática (σ_0) es superior a la Presión Inicial de Colapso ($\sigma_{i.col}$). Esto quiere decir que cuando en ese suelo se produzca el humedecimiento, se producirán asentamientos importancia con solamente la acción de su peso propio (23)

Se designa con suelos potencialmente colapsable a aquellos suelos en los que la presión de tapada o geo-estática (σ_0) es menor a la Presión Inicial de Colapso (24).

7. PERFILES DE COLAPSIBILIDAD

Lo realmente interesante de los conceptos antes enunciados, radica fundamentalmente en que han permitido generar una metodología de análisis de los perfiles con suelos susceptibles al colapso.

Este análisis permite confrontar a cada profundidad considerada la magnitud de la Presión Inicial de Colapso ($\sigma_{i.col}$) con la Presión total (σ_T) igual a la suma de la presión debida a la carga aplicada ($\Delta\sigma$) más la presión por peso propio (σ_0).

En (26) se presenta un perfil de suelo en el que se ha dibujado la variación de ambas presiones (la Presión Inicial o de Fluencia y la Presión Total) en función de la profundidad, para dos estados de cargas: en (26.a) el correspondiente a las presiones geostáticas y en (26.b) el correspondiente a las presiones totales provocadas por una carga en la superficie del terreno.

A partir del análisis de estas curvas pueden establecerse, por ejemplo, los espesores de los suelos que autocolapsarán por humedecimiento, y aquellos que colapsarán si además de la saturación se aumentan las cargas; y consecuentemente clasificar los suelos en sus diferentes grupos: suelos verdaderamente colapsables (autocolapsables) o suelos condicionalmente colapsables (colapsables bajo cargas externas).

Aun cuando el valor de la Presión Inicial sea aproximado, este tipo de análisis es de fundamental interés en el diseño de los diferentes tipos de cimentaciones, ya que se podrá conocer cuales serán, en forma aproximada, los principales problemas que se presentarán en el diseño de las obras, permitiendo de esta



forma elegir correctamente el tipo de cimentación o el método de mejoramiento del suelo a emplear para disminuir o anular la susceptibilidad al colapso.

8. MAGNITUD DEL ASENTAMIENTO POR COLAPSO

8.1. Definiciones:

La magnitud del asentamiento por colapso producido por humedecimiento del terreno depende según Grigoryan y Ivanov (1968) tanto de:

- Factores intrínsecos del suelo (características físico-mecánicas), y de
- Factores externos al suelo (estado tensional y el área inundada)

Se define al **asentamiento adicional por colapso** ($W_{col.t}$) de un manto de suelos colapsables de espesor H_t , a la sumatoria (28):

$$W_{col.t} = \sum_{j=1}^n W_{col.j} = \sum_{j=1}^n \delta_{col.j} \times H_j$$

donde:

H_t = $H_1 + H_2 + \dots = H_j + \dots + H_n$

H_j = Espesor del estrato j

$W_{col.j}$ = Asentamiento adicional por colapso del estrato j

$\delta_{col.j}$ = Colapso relativo del estrato j a la presión σ_{zj}

σ_{zj} = Presión total (peso propio + incremento de presión) en el estrato j .

8.2. Características físico-mecánicas (29):

Un aspecto importante del comportamiento de este tipo de suelos y que por lo tanto influyen en la magnitud de los asentamientos es su marcada heterogeneidad. Los suelos loésicos colapsables en cierto entorno suelen considerarse como suelos homogéneos, pero en realidad poseen una apreciable heterogeneidad extendida dentro de la masa. Algunos de estos aspectos pueden ser puestos en evidencia a través de ensayos geotécnicos.

La determinación de los parámetros tenso-deformacionales como el colapso relativo (δ_{col}) puede diferir según Abelev y Abelev (1979) de 1,5 a 2 veces, incluso si se lo hace a partir de probetas gemelas talladas de un único bloque de suelo.

Esto sólo se explica a través de la gran heterogeneidad local que presentan estos suelos, en los cuales existen macroporos dejados por raíces o: insectos y concreciones aisladas de carbonatos, etc, que pueden hacer variar las características deformacionales en órdenes de magnitud de los arriba señalados.



Otro aspecto que señalan Bally et al (1969) es la heterogeneidad en la variación local de las características químicas y mineralógicas, las cuales son difíciles de ser advertidas por métodos usuales de investigación. Para corroborar todo este tipo de heterogeneidades, en (30) se muestran, líneas de igual asentamiento para un estanque experimental de 30 metros de lado al cabo de 3 meses de continua inundación. Pueden observarse asentamientos diferenciales de hasta 60 cm. Esto induce a pensar que aunque las propiedades tenso deformacionales pudieran ser aproximadamente constantes, vías preferenciales de humedecimiento (canalículos verticales dejados por raíces de hierbas) pueden saturar mayores espesores o presentar curvas de iso saturación apartadas del modelo teórico.

En resumen, una de las características principales que deben tenerse siempre en cuenta en el cálculo de la magnitud de los asentamientos por colapso es que estos frecuentemente no serán uniformes, ya sea por las causas antes expuestas como por otros factores como por ejemplo la dimensión del área inundada.

8.3. Área inundada:

Otro de los aspectos que influyen considerablemente en la magnitud de los asentamientos por colapso son: el tipo de humedecimiento que se realice dentro de la masa del suelo y las dimensiones del área humedecida. Gol'dstein (1969) distingue cuatro tipos de humedecimientos:

1. Humedecimiento localizado del suelo a poca profundidad debido generalmente a la rotura de conducciones hidráulicas de las construcciones. En estos casos es casi imposible predecir a priori la forma en planta y en corte de estos humedecimientos y por lo tanto hacer una estimación de la magnitud de los asentamientos y su distribución en planta.
2. Humedecimiento extenso de todo el perfil del suelo causado por una importante infiltración de agua (rotura de canales o efluentes industriales). Los asentamientos en estos casos pueden ser importantes y dañinos para las construcciones, especialmente cuando los asentamientos son desiguales.
3. Una elevación uniforme del nivel freático debido generalmente a una recarga del freático causado por una fuente lejana.
4. Un aumento gradual y lento del contenido de agua debido, por ejemplo a, la condensación del vapor y una acumulación de humedad causada por cambios en las condiciones ambientales (pavimentación de la superficie del terreno).

En cuanto a la forma y las dimensiones del área humedecida, se ha demostrado experimentalmente que los asentamientos por colapso calculados con la ecuación indicada arriba, son sólo aplicables cuando la superficie de saturación o fuente de humedecimiento es del orden de $2/3$ a 1 vez el espesor de los sedimentos colapsables (Krutov y D'yakonov, 1973). En cambio, cuando esta relación es menor y la zona humedecida se aparta de la supuesta unidimensional, los asentamientos reales son sustancialmente menores a los calculados.



Por tal motivo algunos investigadores coinciden en afirmar que dicha ecuación debe estar afectada de un coeficiente (m) que tenga en cuenta el tipo, la forma y las dimensiones del área humedecida (32):

$$m = f(B, L, Z)$$

donde B y L son el ancho y largo de la fuente de inundación, y Z el espesor de la zona humedecida. Así en la ex URSS, es habitual afectar a los asentamientos calculados por un coeficiente llamado de "condiciones de campo o de operación".

Este coeficiente es pues, la relación entre el asentamiento real medido en el terreno y el calculado. De modo que:

$$m = \frac{W_{col,t}(campo)}{W_{col,t}(calc)}$$

8.4. Estado tensional:

La magnitud del asentamiento adicional por colapso, es función de la tensión actuante en el manto de suelo considerado. Si se analiza el caso particular de una zapata apoyada sobre la superficie del terreno, el asentamiento adicional por colapso será función de la forma y las dimensiones de área cargada, del espesor del manto susceptible al colapso, y del tipo y la forma de la zona humedecida. Sin embargo, se ha comprobado experimentalmente que si el espesor de los mantos de suelos colapsables que se encuentran por debajo de la zona comprimida es suficientemente importante como para que pueda colapsar por peso propio, la amplitud del asentamiento no depende prácticamente de la forma y de las dimensiones de las fundaciones (Abelev y Abelev, 1979).

En las numerosas experiencias realizadas sobre zapatas a escala real, se ha comprobado que los asentamientos adicionales por colapso medidos pueden llegar a ser entre 1,5 a 2 veces mayores que los calculados, sobre todo en zapatas con anchos inferiores a los 2,0 m de ancho (Abelev y Abelev, 1979).

Estas divergencias entre el valor de los asentamientos calculados y los reales pueden atribuirse a varios factores, entre los cuales pueden señalarse:

- c) La elección del espesor del manto de suelos colapsables o susceptibles a sufrir un asentamiento adicional ha sido largamente discutido. Así Kodrynova (1969) en base a ensayos de zapatas a escala real pudo establecer las dimensiones de la zona realmente deformada. Confirmando que la profundidad de la zona deformada era menor que la profundidad que por ejemplo, establecían las Normas Soviéticas vigentes en ese momento. Estas Normas hacían sólo consideraciones tensionales, y fijaban la profundidad del manto como aquella para la cual, la relación entre el valor de la carga adicional debida a la zapata ($\Delta\sigma$) y el de la presión natural (σ_0), se hacían igual a 0,20. Kodrynova (1969)



comprobó que el criterio más adecuado para establecer este espesor era usar el concepto de resistencia estructural o **Presión Inicial de Colapso** sugerido por Abelev en 1968. Así, observó que la zona deformada se correspondía muy bien con aquellos lugares donde los valores de tensiones totales (σ_z) eran mayores al valor de la Presión Inicial de Colapso ($\delta_{i.col}$). Por tanto, concluyó que el espesor Z_o puede definirse como la profundidad en la cual se comprueba que:

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_{i.col}} \leq 1$$

Esto coincide con lo advertido por Grigoryan (1967) en ensayos de zapatas cuadradas y rectangulares, en donde solamente se observaron asentamientos en la masa del suelo cuando la tensión actuante era mayor al valor de la Presión Inicial de Colapso ($\delta_{i.col}$).

Por lo tanto, se puede concluir que no existen reglas prácticas, -como las que existen en otros tipos de suelos- que puedan dar valores indicativos de la relación entre el ancho de la cimentación y el espesor del manto deformable. Sin embargo, de lo que sí hay abundante evidencia es que la zona deformada generalmente aumenta cuando aumenta el contenido de humedad (Tsytosich et al, 1979).

- b) La distribución de tensiones en la masa de un suelo colapsable provocada por una zapata rígida se asemeja a la de un medio seminfinito y elástico (error entre 20 a 30%), sólo cuando el suelo está a humedad natural y la tensión no sobrepasa los $3,0 \text{ kg/cm}^2$ (Grigoryan, 1967). Tsytosich et al (1979) comprobaron experimentalmente esta afirmación, observando que a posteriori de la inundación del suelo, el cambio tensional sobre la vertical en el borde y en el centro de la zapata aumentan. Se advierte que durante el proceso de inundación del suelo ubicado debajo de la zapata se produce una concentración de tensiones bajo la zapata, disminuyendo el área en donde se distribuyen las cargas. Según Abelev y Abelev (1979) esto puede explicarse, porque las relaciones tensión-deformaciones de los suelos macroporosos no son lineales a estos niveles de tensión.

9. METODOS DE IDENTIFICACIÓN

9.1. Aspectos generales:

A partir de la década de los años 50, se generó una preocupación manifiesta por parte de diferentes investigadores, en identificar y clasificar la potencialidad al colapso en los distintos suelos (35).

Estos intentos a escala mundial se han enfrentado fundamentalmente con dos inconvenientes o limitaciones, como son:



1. **La gran variedad de tipos de suelos que colapsan por humedecimiento:** Así, por ejemplo, métodos probados en ciertos países o regiones en determinados tipos de suelos no han podido hacerse extensivos a suelos de otras zonas, cuyo origen geológico y genético es francamente diferente.
2. **La frecuente heterogeneidad de los suelos colapsables por humedecimiento:** En este sentido hay coincidencia entre los investigadores, que han estudiado suelos colapsables de distinto origen geológico. Así, pueden encontrarse referencias tanto en investigadores que analizaron suelos lateríticos o de origen eólico como el loess (Abeley y Abeley 1979; Moretto, 1986) que en principio suelen considerarse como suelos homogéneos. Es frecuente encontrar una variación en el grado de cementación (por ejemplo, debido a carbonatos) en sólo algunos centímetros. En otros casos esta heterogeneidad es debida a la presencia de grandes macroporos dejados por raíces o insectos.

Esto ha llevado a una gran variedad de metodologías para establecer la susceptibilidad al colapso de los suelos y una anarquía en la terminología empleada en los diferentes países para su clasificación. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los diferentes investigadores o códigos han tendido a discretizar el comportamiento del suelo frente al colapso en dos grupos: suelos que colapsan bajo peso propio y suelos que colapsan bajo una carga mayor.

Rocca (1985) ha confeccionado una tabla de equivalencias, con la denominación que reciben en los distintos países (36).

8.2. Clasificación de los métodos de identificación de suelos colapsables:

En cuanto a los tipos de métodos de identificación propiamente dichos, varios han sido los enfoques que se han propuesto. Estos podrían clasificarse en tres grupos:

- Métodos basados en parámetros físicos de identificación de suelos, tales como Peso Unitario, Límites de Consistencia, Granulometría, etc.
- Métodos basados en ensayos mecánicos, principalmente en ensayos edométricos.
- Métodos basados en la magnitud del colapso.

Existe una abundante bibliografía sobre los diferentes métodos de clasificación a identificación, en las cuales se ha realizado un análisis crítico sobre los diferentes métodos, como las ya referidas de Rocca (1985) y Redolfi et al (1986) y otras como las de Sultan (1969), Reginatto (1970, 1974), López Corral (1977), Jiménez Salas (1987) y Lutenegger y Saber (1988). Por lo tanto, en este apartado no se insistirá en ello, sino más bien se hará un enfoque general del problema y se presentarán aquellos conceptos y métodos que posteriormente serán utilizados en el desarrollo de estas notas.



Métodos basados en parámetros físicos de suelos (37)

En general, la mayoría de estos métodos de identificación tienen más bien un carácter cualitativo que cuantitativo, pretendiendo ubicar el suelo analizado en algunos de los grupos mencionados en (36). La clasificación consiste, habitualmente en establecer si el suelo es autocolapsable (colapsable bajo su propio peso) o bien si es condicionalmente colapsable (colapsable bajo carga externa).

En estas notas solamente se analizarán tres de ellos, que tienen en común que relacionan el límite líquido y el peso unitario seco.

a) **Denison** (1961) establece el Coeficiente de Colapso (k) igual a (39 y 40):

$$k = \frac{e_L}{e}$$

y el colapso ocurrirá cuando la relación de vacíos del suelo en estado natural (e) es mayor que la relación de vacíos correspondiente al Límite Líquido (e_L).

b) **Gibbs** (1961) establece una Relación de Colapso (R) igual a (41 y 42):

$$R = \frac{w_{SAT}}{w_L}$$

y el colapso ocurrirá cuando la humedad de saturación del suelo (w_{SAT}) es mayor que el Límite Líquido (w_L).

c) **Código de edificación de la U.R.S.S** (1962) establece un Índice de Colapso (R) igual a (43 y 44):

$$R = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$$

y el colapso ocurrirá cuando R es mayor de -0,10.

En (45) se han superpuesto los puntos correspondientes a pares de valores del peso unitario seco y el Límite Líquido de suelos de la ciudad de Córdoba, Argentina (Redolfi et al, 1986). De ella se desprende que los valores de los parámetros obtenidos son valores típicos de la formación loésica de Córdoba, y que para todas las metodologías aquí presentadas la gran mayoría de los suelos son colapsables, puesto que están incluidos dentro de las zonas que los clasifican colapsables.

Métodos basados en ensayos edométricos

Estos métodos están basados en la Presión Inicial de Colapso o Presión de Fluencia. La determinación del grupo al cual pertenece el suelo estudiado (auto colapsable o colapsable bajo carga), se realiza comparando la presión de tapada o geostática con la presión a la cual se produce el colapso. Asumiendo como



hipótesis que el colapso por humedecimiento ocurre sólo a partir de una cierta presión por encima de la cual, la resistencia estructural del suelo es superada.

La magnitud de esta presión, para la cual se produce el desmoronamiento de la estructura del suelo, ha sido designada por algunos autores como (47):

- Presión Inicial de Colapso ($\sigma_{i.col}$) (Abelev y Abelev, 1979) o
- Presión de Fluencia Saturada ($\sigma_{f sat}$) (Reginatto, 1970).

Experimentalmente se ha demostrado que cuando la presión total en el suelo (σ), ya sea por cargas externas y/o peso propio, es menor que esta magnitud, no se producen asentamientos de colapso por humedecimiento. Krutov y Tarasova (1964) señalan acertadamente que desde un punto de vista teórico la Presión Inicial de Colapso o Presión de Fluencia debería ser aquella para la cual el colapso es igual a cero, pero concluyen que desde un punto de vista práctico una pequeña magnitud de colapso puede asumirse como permisible. Siguiendo este concepto, por ejemplo, las Normas Soviéticas SNIP, definen a la Presión Inicial de Colapso como aquella presión para la cual en una probeta instalada en un edómetro, se produce un colapso relativo unitario igual a 0,01 o porcentual del 1,00 %.

$$\delta_{i.col} = 0,01 = 1,0\%$$

En (47) se han representado las curvas presión-deformaciones unitarias de dos ensayos edométricos del mismo suelo, uno a humedad natural y el otro en estado saturado. El colapso relativo ($\delta_{i.col}$) es igual a:

$$\delta_{i.col} = \varepsilon_{HN} - \varepsilon_{SAT}$$

donde: ε_{HN} = Deformación unitaria a humedad natural.
 ε_{SAT} = Deformación unitaria en estado saturado.

En tanto, Reginatto (1970) define a la Presión de Fluencia saturada de un suelo colapsable de la misma forma en que se establece la presión de preconsolidación de una arcilla saturada en un ensayo edométrico (Ver 47)

En (48) se presenta la correlación que realizan Lin y Wang (1988) entre los valores de la Presión de Fluencia Saturada y la Presión Inicial de Colapso (el Código Chino la establece para un valor de $\delta_{i.col} = 1,50\%$). Se puede observar que aproximadamente se establece una relación directa entre ellas. Esto no es de extrañar, puesto que conceptualmente ambas definiciones tratan de fijar la presión a la cual la estructura del suelo saturado comienza a colapsar.

Los numerosos intentos realizados en ensayos in situ para comprobar la validez de esta hipótesis (Krutov y Tarasova, 1964; Abelev y Abelev, 1979) parecen



indicar, a primera vista, que las predicciones tienen buen acuerdo con la realidad en muchos casos, pero en cambio en otros la diferencia entre lo predicho y lo sucedido es importante, sobretodo en aquellos casos referidos al colapso por peso propio.

Métodos basados en la magnitud del asentamiento por colapso

Los métodos basados en la magnitud del asentamiento por colapso se fundan en determinar la magnitud del mismo de un perfil de suelos en un lugar determinado, debido solamente a su peso propio.

Así, por ejemplo la **Clasificación Rumana de Suelos Loésicos Colapsables** (LCS) define el Potencial Total de Colapso (I_{mg}) (Bally et al, 1973) como (52):

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n I_{mg_j} \times H_j$$

donde: H_j es el espesor del estrato j en metros, y I_{mg} es el asentamiento edométrico adicional de una muestra de estrato j inundada a una presión igual al peso propio de las tierras (σ_0), expresado en cm/m:

El **Código de Construcción de Edificios de la República Popular China** en regiones de suelo colapsables sigue un criterio similar (Lin y Liang, 1982; Lin y Wang, 1988). La evaluación de la susceptibilidad al colapso en un determinado sitio se realiza en dos etapas. En primer lugar se evalúa su aptitud al autocolapso y se determina el "Tipo de sitio" (Tipo 1 o Tipo 2) (53).

La magnitud del colapso por peso propio Δz_c se obtiene, de forma similar a la utilizada por Bally et al, (1973) en Rumania, sumando los asentamientos individuales de los n estratos colapsables del perfil:

$$\Delta z_s = \sum_{j=1}^n \delta z_{s_j} \times H_j$$

donde H_j es el espesor de estrato en cm y δz_{s_j} es el coeficiente de colapsabilidad del estrato j en cm/cm o en por ciento, obtenido por medio de ensayos edométricos, en los cuales primero se carga el suelo hasta la presión por peso propio y luego se inunda la muestra:

$$\delta z_s = \frac{h_1 - h_{s1}}{h_0}$$



La sumatoria sólo tiene en cuenta aquellos valores de δz_s_j mayores de 0,015. Si $\Delta z_s < 7$ cm., se considera al suelo **no autocolapsable** por humedecimiento y se clasifica al lugar como sitio TIPO 2. Si en cambio, $\Delta z_s > 11$ cm., se considera al suelo **autocolapsable** por humedecimiento y se lo clasifica como sitio TIPO 1.

Por último, si $7 \text{ cm} < \Delta z_s < 11 \text{ cm}$ el tipo de sitio debe ser determinado después de un exhaustivo estudio de la geomorfología, estratigrafía y características estructurales del suelo.

El Código también establece que la magnitud del colapso por peso propio (Δz_s) también puede ser determinada directamente en el terreno, a través de una balsa o laguna de infiltración de dimensiones específicas.

La segunda etapa de la evaluación de la colapsabilidad consiste en establecer el "Grado de Colapsabilidad" del suelo de cimentación. Para ello se carga a las muestras representativas de cada uno de los estratos a una presión de 200 kPa y luego se las inunda (54). La magnitud del colapso se obtiene:

$$\Delta s = \sum_{j=1}^n \delta s_j \times H_j$$

donde δs_j es el Coeficiente de colapsabilidad del estrato j en cm/cm. para una presión de 200 kPa. La sumatoria sólo tiene en cuenta valores de Δs mayores de 0,015.

$$\delta s = \frac{h_{HN} - h_s}{h_0}$$

donde:

h_{HN} = Altura de la probeta a humedad natural ($\sigma = 200$ kPa)

h_s = Altura de la probeta saturada ($\sigma = 200$ kPa)

h_0 = Altura inicial de la probeta.

En (54) se señalan las distintas categorías de colapsabilidad de los suelos loésicos colapsables en función del valor de Δs .

Las diferencias entre los métodos que usan la Presión Inicial de Colapso y los que usan la magnitud del colapso radican sobretodo, en que en los primeros la evaluación se hace localmente a cada nivel del perfil, o estrato por estrato, permitiendo de este modo hacer un estudio más exhaustivo del perfil, señalando los espesores de los suelos verdaderamente colapsables y de alguna manera el grado de susceptibilidad al colapso en cada nivel. En tanto en los métodos basados en la magnitud del colapso por peso propio, sólo se da un índice global



del perfil del suelo en el sitio analizado. Lo cual resulta muy interesante y útil a la hora de hacer por ejemplo zonificaciones o estudios de anteproyecto.

10. RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS COLAPSABLES

10.1. Resistencia al corte en suelos parcialmente saturados:

Los primeros enfoques sobre el tema fueron realizados por Bishop et al (1960), quienes definen la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \times \operatorname{tg} \varphi$$

donde: c' y φ son la cohesión efectiva y el ángulo de rozamiento interno efectivo, respectivamente.

A efectos de verificar la validez de dicha ecuación, Bishop y Donald (1961) y Bishop y Blight (1963) realizaron una serie de ensayos triaxiales sobre muestras de limos no saturados. Durante el proceso de corte, se variaron la presión de confinamiento (σ_3), la presión del agua (u_w), y la presión del aire (u_a), pero permanecieron constantes las diferencias de presiones: ($\sigma_3 - u_a$) y ($u_a - u_w$).

Comprobaron que estos cambios no afectaron a la curva tensión-deformaciones. Por el contrario, sólo se advirtieron cambios cuando se alteró el valor de las diferencias ($\sigma - u_a$) ó ($u_a - u_w$).

Jennings y Burland (1962) interpretan que estos ensayos demuestran que dicha ecuación puede ser estáticamente correcta, pero no demuestran la validez del principio de presiones efectivas. Para poder hacer esto último es necesario que, mientras se realizan los cambios en los valores de ($\sigma_3 - u_a$) y $\chi(u_a - u_w)$, la presión efectiva (σ_3') permanezca constante, de modo que no afecte el comportamiento del suelo. Esto es difícil de realizar, dado que se necesita conocer previamente el valor del coeficiente χ , que se obtiene experimentalmente, admitiendo la validez de dicha ecuación. La determinación de este parámetro, posiblemente, sea la mayor desventaja que tiene esta expresión, ya que depende de gran variedad de factores.

El siguiente enfoque del tema, lo realizan Fredlund et al (1978), quienes asumen que la superficie que generan una serie de ensayos realizados hasta la rotura en el espacio τ , ($\sigma - u_a$), ($u_a - u_w$) es plano. Definen la ecuación de esta superficie de falla como (60):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \times \operatorname{tg} \varphi' + (u_a - u_w) \times \operatorname{tg} \varphi^b$$

donde: c' = Cohesión efectiva.



- φ' = Angulo de fricción cuando permanece constante la succión y se varía ($\sigma - u_a$).
- φ^b = Angulo de fricción cuando lo que permanece constante es ($\sigma - u_a$) y lo que varía es la succión.

Estos autores proponen un método para la determinación de $\text{tg}\varphi^b$ en base a ensayos triaxiales en estado saturado y parcialmente saturado.

En resumen, FREDLUND et al (1978), proponen que:

- El ángulo de fricción efectivo (φ') es independiente de la succión o del grado de saturación, y toma por lo tanto un valor constante.
- La cohesión puede expresarse como una función de la cohesión efectiva, de la succión y de φ^b de la forma: $c = c' + (u_a - u_w) \text{tg}\varphi^b$

Otros autores han demostrado que no siempre la superficie de falla se corresponde con un plano. Escario y Saez (1987) presentan evidencia en el sentido que la superficie de falla no es un plano.

10.2. Resistencia al corte en suelos loésicos colapsables:

Kane (1973) interpreta al fenómeno del colapso como un proceso de corte, admitiendo para ello la validez de la propuesta por Bishop en suelos loésicos potencialmente colapsables, o sea, acepta que el modelo de rotura es una recta (Modelo de Bishop) y no una superficie de falla (Modelo de Fredlund). Estas afirmaciones surgen de las interpretaciones que realiza de ensayos a compresión confinada con medida de succión y ensayos triaxiales con deformación lateral nula (Ensayos K_0)

Berenzantzev et al (1969) presentan relaciones empíricas entre los parámetros de corte (c y φ) y la humedad, obtenidas en ensayos triaxiales realizados a muestras de loess colapsables de Azerbaijan (URSS). En (57) se presentan estas relaciones conjuntamente con la variación del coeficiente de reposo (K_0), con la humedad. En lo referente a la variación del ángulo de rozamiento interno (φ) se observa que a partir de una humedad mayor del 8%, la variación es de tipo lineal y decreciente con la humedad. En cuanto a la cohesión, se advierte que también a partir de un contenido de agua cercano al 12%, la variación es de tipo lineal y decreciente con el aumento de la humedad. No sucede lo mismo para porcentajes inferiores al 12%, en donde el gradiente es mucho más grande.

Como conclusión a este apartado puede señalarse que la resistencia al corte de un suelo loésico susceptible al colapso depende del:

- grado de saturación.
- peso unitario seco o el índice de huecos inicial.
- grado y tipo de cementación.



11. SOLUCIONES INGENIERILES EN SUELOS COLAPSABLES

11.1. Consideraciones generales

La primera cuestión que debe analizarse cuando se diseñan cimentaciones en suelos susceptibles al colapso, es la probabilidad que el agente desencadenante del fenómeno, el agua, pueda o no introducirse en el terreno y por ende "sensibilizar" al suelo en donde se apoyarán las estructuras. Por definición, sin la presencia del agua, el suelo no colapsa. Esta cuestión es significativa, puesto que pueden existir numerosos casos en donde la probabilidad que el agua se infiltre en el suelo sea lo suficientemente baja como para analizar la posibilidad de fundar la estructura, considerando el comportamiento del suelo en su estado natural. Por lo tanto cuando se hable de suelos potencialmente colapsables por humedecimiento, no debe pensarse unívocamente en las soluciones ingenieriles que se utilizan en suelos colapsables.

Hecha esta aclaración, a continuación, se tratará de ofrecer un panorama de las distintas soluciones ingenieriles que se adoptan en suelos colapsables por humedecimiento, cuando las probabilidades de que se produzca el fenómeno son altas.

El objetivo central de todas estas soluciones es prevenir las fallas estructurales o de servicio que pueden sobrevenir sobre las estructuras construidas sobre estratos de suelos colapsables.

Aitchison (1973) divide a estas soluciones en:

- a) Tratamiento del suelo colapsable con vista a eliminar la tendencia al colapso a lo largo de todo el estrato de suelos desmoronables.
- b) Diseño de elementos constructivos que eliminen o disminuyan a límites razonables la posibilidad que se inicie el colapso.
- c) Diseño de estructuras y/o cimentaciones insensibles a los asentamientos provocados por el colapso, por ejemplo, fundaciones profundas apoyadas sobre un manto profundo no sujeto a los asentamientos por humedecimiento.

El primer grupo de soluciones comprende los métodos de mejoramiento de suelo, por medio de los cuales la susceptibilidad al colapso es eliminada, modificando las propiedades resistentes del suelo mediante la compactación o la cementación de los vínculos entre partículas. El segundo grupo incluye la adopción de medidas constructivas tendientes a aislar el agua, de manera de evitar o disminuir la presencia de condiciones favorables al colapso, admitiendo no obstante ciertos riesgos. Finalmente, el tercer grupo engloba tanto las soluciones tradicionales por medio de fundaciones profundas, como el diseño de estructuras con fundaciones directas insensibles a los asentamientos diferenciales provocados por el colapso



del suelo. En resumen, en el primer grupo de soluciones se interviene directamente en el suelo, evitando así el colapso; en el segundo grupo se intenta evitar que se produzca el colapso, sin modificar el suelo; y en el último grupo se construyen estructuras y/o fundaciones que admitan y resistan los fenómenos provocados por el colapso del suelo.

Evstatiev (1988) señala que los mejores resultados han sido alcanzados con una óptima combinación de las ventajas que individualmente tiene cada uno de los tres grupos. La experiencia ha probado que las medidas constructivas y las medidas de aislación del agua por sí solas no pueden resolver todos los problemas de inestabilidad que provoca el colapso del suelo. Así, la adopción de soluciones exclusivamente para la superestructura (por ejemplo: fundaciones profundas), sin un adecuado diseño que eviten daños en los otros elementos de la construcción, como pisos, desagües, etc., han provocado serios daños en estas partes de la construcción, que podrían haber sido evitados aplicando medidas tendientes a evitar el ingreso del agua en el terreno.

La eficacia del diseño adoptado en cada caso depende en gran medida de la calidad de las investigaciones geotécnicas realizadas. La información básica que éstas deben suministrar son: el espesor del manto de suelos colapsables y la magnitud del colapso bajo peso propio o bajo carga de todos los estratos del perfil. Una incorrecta estimación de estos parámetros puede llevar a proponer y construir soluciones ingenieriles totalmente opuestas a las correctas. La confección de perfiles de colapsabilidad como los presentados permiten establecer la existencia o no de suelos autocolapsables, sus espesores aproximados y la profundidad a la que se encuentran. Esta metodología de análisis es de gran ayuda, por ejemplo en la elección del procedimiento idóneo para estabilizar el terreno.

A continuación se presenta una descripción de las distintas soluciones ingenieriles más utilizadas en este tipo de suelos. En primer lugar se analizan el primer grupo de soluciones que se ha englobado bajo el nombre de: Mejoramiento de suelos; continuando luego con los otros dos grupos: Medidas para evitar la iniciación del colapso y fundaciones y/o estructuras insensibles a los fenómenos del colapso.

11.2. Mejoramiento de suelos colapsables

Consideraciones previas

El objetivo principal de estas soluciones es eliminar o disminuir apreciablemente la susceptibilidad al colapso del suelo, bien disminuyendo la porosidad del suelo (compactación) o bien aumentando la resistencia estructural entre las partículas del suelo (métodos físico-químicos). Una de las formas de clasificar los métodos de mejoramiento o estabilización, ha sido precisamente ésta, o sea teniendo en cuenta la acción resultante sobre el suelo (Aitchison, 1973; Rocca, 1985). Sin embargo, para el desarrollo y explicación de los diferentes métodos se ha elegido la clasificación propuesta por Evstatiev (1988), que tiene en cuenta el medio usado para realizar la estabilización y el objeto de la misma. Evstatiev (1988) propone la



siguiente clasificación de los métodos de estabilización de suelos loésicos, la cual puede hacerse extensiva a suelos colapsables:

- a) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por compactación.
- b) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por modificación de su granulometría.
- c) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por la creación de nuevos contactos cohesivos.
- d) Métodos de mejoramiento por medio del reemplazo del suelo colapsable por suelo no colapsable.
- e) Métodos de mejoramiento que incorporan elementos resistentes a la tracción dentro del suelo.
- f) Geomembranas.
- g) Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por drenaje.
- h) Corrección de taludes y terraplenes.

A continuación, siguiendo la clasificación antes expuesta, se desarrollaran aquellas metodologías de mejoramientos de suelos colapsables más extendidas. Desarrollándose principalmente los grupos a,b,c y d, puesto que incluyen una serie de acciones particulares frente al fenómeno del colapso. En cuanto a los restantes grupos (e, f, g y h), las técnicas de mejoramiento del terreno utilizadas, persiguen los mismos objetivos buscados en otros tipos de suelos, y en general la técnica empleada es prácticamente la misma. Por tal motivo, y puesto que se apartan un tanto del objeto de estas notas, se estima conveniente no abundar sobre ellas.

Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por compactación

Este grupo comprende varias de las metodologías usadas en suelos colapsables para reducir los vacíos, de modo de eliminar la colapsabilidad, reducir la permeabilidad y aumentar la capacidad de carga. Esto se realiza utilizando fuerzas estáticas o dinámicas, o bien a través de la inyección de lechadas

Compactación dinámica: Este método es adecuado para compactar mantos de suelos colapsables superficiales con espesores menores a 3,50 metros. El método consiste en dejar caer en caída libre desde una altura de 4 a 8 metros, pilones de 3 a 8 Tn. sobre la superficie del terreno, a razón de 10 a 16 impactos en cada lugar (Abelev y Abelev, 1979). El impacto genera una rotura de la estructura del suelo, un aumento de la presión de poros y una compresión del aire presente en los poros, produciendo un reacomodamiento de las partículas, dando como resultado una estructura más compacta. Según Malyshev et al (1983) el contenido de humedad del suelo juega un papel importante, lográndose la máxima eficiencia con un contenido de humedad cercano al Límite Plástico. Si el contenido de humedad es menor a éste, es necesario humedecer el espesor de suelo de modo de alcanzar una mejor eficacia. Varios son los factores que controlan los resultados del método, así por ejemplo el espesor compactado es función



principalmente del peso y del diámetro del pilón. En tanto el grado de compactación está controlado por el número de impactos y la humedad del suelo. El grado de compactación no es uniforme a lo largo de todo el espesor compactado, lográndose la máxima densificación a 1,2 a 1,5 veces el diámetro del pilón. Sin embargo, se pueden obtener Pesos Unitarios secos superiores a $1,6 \text{ t/m}^3$ en espesores de 2,5 a 3,5 m., lo cual en la mayoría de los casos es suficiente para disminuir o anular la susceptibilidad al colapso del suelo. Una variante a este método es realizar la compactación solamente en los lugares donde actúan las cargas y no en toda el área de la construcción. Por ejemplo, en casos de fundaciones de muros de carga o fundación de columnas, el mejoramiento del suelo se logra densificando la zona de influencia del bulbo de presiones, o sea la zona donde los incrementos de presión pueden hacer colapsar el suelo.

Compactación por medio de pequeños pilotes piramidales: En cierta forma este método es una variante del método anterior. Consiste en hincar un pilote piramidal de 3 a 4 metros de longitud, con una sección transversal superior de 60 x 60 a 70 x 70 cm., y una sección transversal inferior de 10 x 10 cm. Una vez retirado el pilote la cavidad se rellena con hormigón. Este tipo de metodología da excelentes resultados en áreas en donde existe un espesor de suelos potencialmente colapsables (no autocolapsables) de 3,0 o 4,0 m de profundidad, pero que colapsarán si están sometidos a los incrementos de carga transmitidos por las construcciones. Una de las ventajas del método es la completa mecanización de todas las operaciones. Una variante a este método consiste en realizar la hinca sobre una capa de piedra partida, dando como resultado un bulbo de suelo compactado alrededor de la capa de piedra, mejorando la capacidad de carga por la punta del pilote así construido.

Compactación por pilotes de suelo: Este es uno de los métodos más usuales para compactar espesores importantes (18 a 20 m.) de suelos loésicos susceptibles al colapso. El procedimiento consta de dos partes: primero se realiza la perforación y segundo se llena la cavidad con suelo compactado. La perforación se realiza usualmente mediante la hinca de un pilote metálico con base ensanchada (1,5 veces). En otra metodología de reciente uso, la excavación se hace de la siguiente forma: se perfora hasta la profundidad deseada un hoyo de 8 cm. de diámetro dentro del cual se coloca una columna de explosivos, que luego de estallar crea una perforación de aproximadamente 0,80 m de diámetro. Después de efectuada esta perforación "dinámica" la cavidad se rellena con suelo local, introducido en tongadas de 100 a 200 Kg, que luego son compactadas dinámicamente por medio de un útil especial. Concluidas ambas etapas quedan formadas columnas de suelo compactado con un diámetro aproximado igual a dos veces el de la perforación. El grado de compactación va decreciendo a medida que se aleja del centro de la columna, por tal motivo es importante conocer esta ley de decrecimiento para diseñar correctamente la cuadrícula de pilotes de suelo. Al igual que en los otros métodos, la eficiencia del sistema aumenta en la medida que la humedad del suelo natural y compactado se encuentre a una humedad cercana al Limite Plástico. Por tal motivo es usual que previo a la perforación se realice una



humectación del espesor de suelos a compactar. Las densidades alcanzadas son del orden de 1,70 a 1,80 t/m³, que son suficientes para evitar el colapso por peso propio y permiten el use del espesor compactado como manto de fundación.

Compactación por explosiones de gas: Esta relativamente nueva metodología de compactar espesores de suelos colapsables consiste en introducir, a través de una lanza de agua a presión, una cámara de compresión que contiene una mezcla de gas propano y oxígeno, la cual se va elevando a medida que se producen una serie de explosiones de la mezcla. De este modo se va generando una columna 1,20 a 1,40 m de suelo compactado (Densidad de 1,50 t/cm³) (Martemyanov et al, 1979).

Compactación por humedecimiento (Hidrocompactación): En este caso se utiliza la propia susceptibilidad del suelo a colapsar bajo peso propio. El método más frecuente de realizar la humectación o saturación del terreno, es a través de infiltración del agua desde la superficie del terreno, para lo cual se efectúan excavaciones poco profundas (0,40 a 0,80 m) o bien se construyen grandes estanques. En muchos casos a efectos de acelerar el ingreso del agua al terreno se construyen dentro del estanque, drenes de arena convenientemente espaciados. Este sistema ha sido empleado ampliamente en varias partes del mundo, por ejemplo en EE.UU. por Gibbs y Bara (1967) y Clevenger (1956); en Rumania por Bally et al (1965,1969); en la URSS por Lomize (1968) y Mustafaeef (1967); en China por Lin y Liang (1982); y en Argentina por Moll et al (1979). A pesar de su amplia utilización y su bajo costo, el método presenta una serie de inconvenientes: aparición de grietas de tracción en el contorno del área inundada; existencia de importantes deformaciones posteriores al colapso; necesidad de recompactar los 4 ó 5 primeros metros utilizando otro tipo de metodología. La efectividad de este método se mejora sustancialmente si al mismo se lo combina con otro método de compactación dinámica.

Compactación por humedecimiento previo y por explosiones profundas: Este método fue desarrollado en la Unión Soviética por Livinov (1976) en la década de los 60. El espesor de suelos a compactar es previamente humedecido a través de un sistema de drenes (cuadrícula de 3 x 3 a 5 x 5 m). Las cargas explosivas (5 a 7 Kg.) son colocadas en el fondo de los mismos drenes o bien en tubos metálicos colocados en perforaciones adicionales. La cuadrícula con las cargas es aproximadamente de 4 x 4 m. En este procedimiento no es necesario la completa saturación del suelo, que por ejemplo necesita el método anterior. Posterior al humedecimiento se hacen estallar las cargas de toda un área (2.000 a 50.000 m²). La explosión genera una onda de choque que hace licuar la estructura del suelo, lo cual permite un reacomodamiento de las partículas y un crecimiento de la densidad del suelo. En ciertos casos es aconsejable la construcción de trincheras alrededor de la zona a compactar a efectos de evitar la propagación de grietas fuera de ella. La explosión produce un importante e inmediato asentamiento de la superficie del terreno. Los asentamientos en general se estabilizan al cabo de 3 ó 4 semanas. Este tipo de método es aconsejable cuando se desea compactar



grandes volúmenes de suelo, particularmente en grandes complejos industriales o bien en obras hidroeléctricas.

Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por modificación de su granulometría

En este apartado se incluyen aquellos métodos de estabilización consistentes en la mezcla y posterior compactación de suelo colapsable con otros materiales (arena, gravas) a efectos de conseguir mayor resistencia y mayor rigidez. Este tipo de estabilización es de amplio uso en la ingeniería vial, en la construcción de bases y de sub-bases.

Métodos de mejoramiento de las propiedades del suelo por la creación de nuevos contactos cohesivos

Este grupo incluye a aquellas metodologías en las cuales el mejoramiento de las propiedades resistentes del suelo se consiguen con la creación de vínculos más sólidos y estables en la estructura del suelo. En algunas de ellas, la inyección de agentes cementantes provoca la rotura de la estructura original del suelo. En otras, por el contrario, la inyección de agentes químicos actúan directamente sobre los vínculos, sin modificar la estructura del suelo. Los métodos se pueden dividir en métodos superficiales y métodos profundos, dependiendo en donde se realice la estabilización. En los métodos de estabilización superficiales, el mejoramiento en general se consigue mediante la mezcla y posterior compactación del suelo con agentes químicos o cementantes, tales como: cemento, cal, emulsiones asfálticas, sales (NaCl , Na_2CO_3 , NaPO_3), etc. Estos métodos de estabilización son también usuales en otros tipos de suelos y son de amplia utilización en todo tipo de obras de ingeniería civil, por tal motivo no insistiremos en ellos. Por el contrario los métodos de estabilización profunda, aunque también se han utilizado en otros tipos de suelos, muchos de ellos se han desarrollado y usado específicamente para eliminar o disminuir la susceptibilidad al colapso en espesores importantes de suelo. A continuación se presentan algunos de ellos:

Inyecciones de agentes químicos: Las investigaciones y las realizaciones en este tipo de estabilizaciones se ha desarrollado principalmente en la Unión Soviética. Según Mitchell (1981) la razón principal por la cual estos métodos no se han extendido universalmente se debe principalmente a los altos costos, frente a otros tipos de estabilizaciones. Sin embargo, Esvatiev (1988) da cuenta de la existencia, en la URSS, de más de 800 proyectos en donde se han utilizado satisfactoriamente p. ej. el método de silicatización). Esto ha permitido un continuo mejoramiento de la tecnología, una reducción de los costos y una abundante normativa en la regulación de su uso. El agente químico más utilizado, por su bajo costo frente a otros agentes químicos, es el Silicato de Sodio. El método consiste en inyectar en todo el espesor de suelo a tratar, una solución de silicato de sodio (Densidad = 1,10 a 1,04 g/cm³) a través de un tubo inyector de 42 mm de



diámetro con perforaciones de 3 mm protegidas por un manguito de goma. La inyección se realiza a una presión de 2,0 a 4,0 Kg/cm² y una descarga de 48 litros por minuto (Zvyagin et al, 1978). La silicatización del suelo es sólo posible en un medio fuertemente alcalino. Según Sokolovic (1973) se logra una mejor eficiencia mediante una pre y post gasificación con carbonato de calcio. Luego de la inyección, tres son los cambios que se observan en el suelo: un aumento significativo de la resistencia a la compresión (superior a 20 Kg/cm²), una eliminación de la susceptibilidad al colapso y una disminución de la permeabilidad. Otro de los tratamientos con agentes químicos es la inyección de amoníaco. La mejora en el suelo es inferior al tratamiento por silicatización, además presenta la desventaja de ser un elemento tóxico y su utilización requiere medidas especiales de protección (Sokolovic, 1973).

Estabilización térmica: Esta técnica comenzó a desarrollarse en la URSS en la década de los años 50, y ha sido utilizada exitosamente en un importante número de emprendimientos. Según Esvatiev (1988) la aplicación de este método es técnica y económicamente aconsejable en los siguientes casos: a) en la estabilización de fundaciones existentes de estructuras altas como chimeneas, tanques de agua; b) en la paralización de los asentamientos en construcciones existentes, provocados por el colapso del suelo. Las propiedades de los minerales arcillosos cambian cuando éstos son sometidos a altas temperaturas, lo cual genera un aumento importante de la resistencia y por ende la eliminación de la susceptibilidad al colapso del suelo. La tecnología ha ido variando y mejorando su eficiencia a lo largo de estas décadas. No obstante la variedad de métodos, casi todos ellos consisten en la introducción de un quemador de fuel o gas dentro de un pre pozo de 0,20 metros de diámetro, con una presión de aire de 2,0 a 3,0 Kg/cm². De esta forma al cabo de 10 a 15 días se consigue una columna estabilizada de suelo de 2,0 a 3,0 metros y una profundidad de 10 a 15 metros (Beles y Stanculescu, 1958).

Estabilización mediante mezclado mecánico con agentes cementantes: El objetivo de este tipo de estabilización es la creación de columnas o pilotes de suelo con alta resistencia y rigidez, que permitan la transferencia de las cargas a mantos más profundos y estables. Varios son los métodos constructivos que pueden agruparse dentro de este grupo. Los subdividiremos en los siguientes subgrupos, dependiendo del lugar en donde se realiza la mezcla del suelo con el agente cementante.

1. La mezcla del suelo y el agente cementante se realiza en superficie. En este caso la excavación se puede realizar bien utilizando la técnica constructiva empleada en los pilotes de suelo (hinca), o bien usar técnicas usuales de perforación. La mezcla de suelo con el agente cementante (preferentemente Cemento Portland) puede ser fluida (suelo cemento plástico) a introducirse dentro de la excavación en forma de pastones; o bien mezclar el suelo y el cemento con porcentaje de humedad óptimo a introducirlos en la perforación en tongadas (100 a 200 Kg) las cuales posteriormente son compactadas dentro



de la misma excavación. Por lo tanto existen cuatro variantes según sea el tipo de excavación y el tipo de mezcla.

2. La mezcla del suelo y el cemento se realiza en el mismo proceso de perforación. En este caso la mezcla del agente cementante se realiza con el propio suelo. La mezcla puede realizarse mediante útiles especiales que van mezclando el suelo con una lechada de cemento o bien usar la técnica del jet grouting mediante un chorro de lechada a alta presión.

Métodos de mejoramiento por medio del reemplazo del suelo colapsable por suelo no colapsable

Este tipo de estabilización se realiza principalmente en terrenos con suelos potencialmente colapsables, en los cuales la presencia de cargas adicionales en superficie puede generar asentamientos adicionales ante un incremento de la humedad del suelo. Así, una parte del suelo colapsable superficial, ubicado directamente debajo de las fundaciones, es excavado, extraído y reemplazado por otro material más competente. Los materiales generalmente utilizados son los siguientes: el mismo suelo extraído, compactado y eventualmente estabilizado granulométricamente; arena compactada o suelo cemento compactado. La elección del tipo de material está condicionado generalmente por variables técnico económicas. Los espesores de estos mantos son variables (1 a 4 m) dependiendo del tipo de cargas y de las características del proyecto. Por ejemplo en algunos proyectos, los condicionantes pueden ser los asentamientos diferenciales (edificios), en cambio en otros (canales), no sólo importa disminuir la probabilidad que se produzca el colapso, sino también lograr una capa de suelo más impermeable. Este tipo de metodología ha sido utilizada con éxito en numerosos países y en innumerables tipos de obras. También es frecuente el empleo de esta metodología en forma conjunta con otro tipo de estabilización profunda, cuando se presentan mantos de suelos colapsables profundos y con espesores muy dispares.

11.3. Medidas conducentes a evitar la iniciación del colapso:

Arriba, se señalaron los tipos de humedecimientos, que según Goldstein (1969), pueden presentarse en una masa de suelo:

- a) humedecimiento localizado por rotura de conducciones hidráulicas o infiltraciones de aguas de lluvia;
- b) humedecimiento extenso causado por roturas de canales o efluentes industriales;
- c) ascenso del nivel freático;
- d) aumento gradual y lento del contenido de humedad, por condensación del vapor de agua, provocados por condiciones ambientales.

Muchos de estos tipos de humedecimientos pueden ser prevenidos, principalmente los primeros, pues en general éstos son debidos a fallas o roturas de las instalaciones de la misma construcción. En cambio los otros tipos de humedecimientos están condicionados por factores externos al proyecto, como por



ejemplo puede ser el ascenso del nivel freático o la rotura de un canal cercano y ajeno al proyecto. La acción del proyectista debe estar encaminada principalmente a impedir, dentro de los límites del proyecto, la generación de estos humedecimientos provocados por elementos de la propia construcción. Robinson y Narkiewicz (1982) sugieren las siguientes medidas de protección contra el humedecimiento de edificios:

- a) Pendientes adecuadas en la superficie del terreno que rodea a la construcción, de modo que no se produzcan embalsamientos de agua en las cercanías de las fundaciones y que cualquier pérdida de agua pueda ser eliminada con rapidez.
- b) Canalización de todos los desagües de techos y patios hacia el exterior de la construcción.
- c) Instalación de membranas impermeables o pavimentación de la superase que rodea a la construcción, de modo de limitar la infiltración de agua en el suelo adyacente a las construcciones.
- d) Encerrar las conducciones de agua o efluentes cloacales dentro de conductos de fácil acceso, a efectos de detectar posibles pérdidas.

Algunas de estas medidas requiere una serie de medidas de control y mantenimiento durante la vida útil de la obra, de manera que periódicamente se realicen inspecciones a las instalaciones y puedan detectarse pérdidas o daños en las mismas. También es aconsejable que los propietarios de la obra conozcan perfectamente los riegos a que está expuesta la misma, de modo que su actividad y/o descuidos no inicie procesos de humedecimiento del terreno.

Las medidas de protección, en otros tipos de obras civiles (canales o caminos), tienen la misma filosofía, es decir, elementos de protección que impidan o dificulten la entrada del agua en el terreno de fundación. Así por ejemplo, en las obras lineales se debe prestar una especial atención al diseño del sistema de alcantarillado y de desagües. En algunos casos, estas obras suelen seguir parcialmente las curvas de nivel del terreno, convirtiéndose en verdaderas presas que impiden el natural escurrimiento de las aguas, provocando la acumulación de agua en su entorno, lo que genera un humedecimiento generalizado del terreno de fundación con los consecuentes daños en la obra.

Es frecuente que en ciertos tipos de obras, como viviendas unifamiliares de una planta o incluso caminos y canales, las únicas medidas a adoptar sean las presentadas en este apartado, ya que la utilización de técnicas de mejoramiento o fundaciones profundas resultan prohibitivas. En realidad la mayoría de las obras aludidas se construyen admitiendo el riesgo de un posible colapso del terreno. El buen comportamiento que han tenido la mayoría de ellas se debe fundamentalmente a que no se ha producido ningún tipo de humedecimiento. En contraste, los daños son serios en aquellas obras que los han sufrido. Por todo ello, es un deber de los investigadores e ingenieros buscar nuevas soluciones económicas que permitan disminuir los riesgos, y por ende los daños en este tipo



de obras. Uno de los caminos en tal sentido, es el estudio de estructuras que absorban o minimicen los posibles asentamientos diferenciales provocados por el humedecimiento localizado del suelo sin un aumento excesivo de los costos.

11.4. Estructuras y/o fundaciones que admiten y resisten los fenómenos provocados por el colapso:

El análisis de este apartado se centrará principalmente en el estudio de las fundaciones superficiales en suelos potencialmente colapsables, ya que el otro gran grupo de soluciones: fundaciones profundas mediante pilotes, será objeto de un examen detallado en los apartados siguientes.

La lista de estructuras que se asientan directamente sobre mantos de suelos potencialmente colapsables es amplia, entre ellas pueden señalarse: viviendas unifamiliares, construcciones transitorias, galpones, ductos enterrados, canales, caminos, etc.

Las fundaciones directas sobre suelos colapsables pueden ser divididas en dos grupos:

- a) Fundaciones rígidas, utilizadas principalmente en estructuras livianas y con cargas puntuales, por ejemplo, torres de líneas de alta tensión, columnas de naves industriales o depósitos. En general, este tipo de estructuras tienen algunos rasgos comunes, como son por ejemplo: cargas verticales bajas, cargas horizontales importantes, y en general suelen aceptar asentamientos admisibles mayores.
- b) Fundaciones de baja rigidez longitudinal, en este caso se trata de estructuras con cargas lineales (muros de carga, canales, etc.) con baja rigidez en el sentido de las cargas. Este tipo de estructuras son sensibles a humedecimientos localizados del terreno que generan asientos diferenciales importantes. En general, las medidas que suelen tomarse para disminuir los efectos de los asientos diferenciales son las siguientes: diseño de elementos que rigidicen la estructura (Clemence Y Finbarr, 1981), y el diseño de elementos constructivos que eviten la introducción del agua en el terreno, señalados anteriormente.

12. RECAPITULACIÓN

Definido el concepto de colapso, el estudio se ha enfocado al análisis de los suelos colapsables por humedecimiento. En esta clase particular de suelos metaestables, el agente externo que desencadena el fenómeno de colapso, es el agua. En estos suelos un incremento de humedad puede provocar una disminución o anulación de las fuerzas que vinculan unas partículas con otras, y por lo tanto cambiar el estado de equilibrio en la estructura del suelo.



El colapso de la estructura del suelo depende fundamentalmente de dos causas: a) de la importancia de los cambios provocados por el agua en los vínculos existentes entre las partículas, y b) del estado tensional en los vínculos. O sea, para que se produzca el colapso es necesario un agente "sensibilizante", y un estado tensional capaz de provocar la des-estabilización de la estructura del suelo.

Por este motivo, los métodos que mejor reflejan la susceptibilidad al colapso de un suelo, son aquellos basados en ensayos mecánicos, donde ambos factores están presentes.

La gran subdivisión que se hace a los suelos colapsables, parte precisamente de verificar, cómo es el comportamiento del suelo en su estado tensional "original" o bajo su propio peso. Si se produce el colapso bajo este estado, se indica que el suelo es verdaderamente colapsable o **autocolapsable**, en cambio si el fenómeno no se produce, se señala que el suelo es condicionalmente colapsable o **colapsable bajo carga**.

En este contexto, diversos investigadores introducen el concepto (también tensional), de "Presión Inicial de Colapso" ($\sigma_{i.col}$) o "Presión de Fluencia Saturada" (σ_f), como aquella presión a la cual se produce el colapso. Desde un punto de vista teórico esta presión debería ser aquella para la cual el colapso es igual a cero, pero desde un punto de vista práctico se asume que una pequeña magnitud del colapso es permisible. Por ejemplo, las normas Soviéticas lo toman igual al 1,00 %, las Chinas igual al 1,50%. En cambio en Argentina, se utiliza más la Presión de Fluencia Saturada, que se obtiene de forma similar a la Presión de Preconsolidación. No obstante esta diferencia metodológica, en ambos casos el concepto es el mismo.

Con respecto a las metodologías usadas para establecer la susceptibilidad al colapso de un suelo o de un perfil de suelo, han sido analizadas las que utilizan el concepto de Presión Inicial de Colapso y la magnitud del colapso. Esta selección se realizó fundamentalmente por las siguientes causas: primero, porque se hacen en base a ensayos mecánicos, donde intervienen el agente externo (el agua) y el estado tensional del suelo, y segundo porque permiten establecer, ya sea a través de un perfil de colapsabilidad o la magnitud del colapso, cómo será realmente el comportamiento del terreno ante las sollicitaciones producidas por la obra de ingeniería.

Los perfiles de colapsabilidad relacionan, en profundidad, el peso propio de las tierras con la Presión Inicial de Colapso, esto permite determinar el espesor de suelos autocolapsables, o el espesor de los suelos que colapsarán si además del humedecimiento se aumenta el estado tensional. Estos perfiles son de gran ayuda al proyectista de fundaciones en suelos colapsables, dado que le permiten conocer en forma global la magnitud del problema al que está enfrentado. No obstante, su utilidad no termina allí sino que por el contrario, estos perfiles le



permiten tomar decisiones sobre cuáles son las soluciones ingenieriles más convenientes del proyecto. Pues con su ayuda, se podrá seleccionar el método de mejoramiento del terreno, la cota de fundación de una fundación profunda, la magnitud de la carga por rozamiento negativo, etc.

La determinación de la magnitud del colapso de un perfil de suelo, usada como metodología de clasificación, también es de utilidad en el diseño de construcción de obras de ingeniería en suelos colapsables. Sobre todo en la caracterización del terreno de grandes áreas, ya sea en obras lineales (canales, caminos, etc) o puntuales (complejos fabriles, obras hidráulicas, etc), dado que cada perfil de suelo está caracterizado por un parámetro, lo cual permite el manejo de un número importante de información. Obviamente, esta metodología también es de gran use en cualquier tipo de obras, independientemente de su tamaño a importancia.

En un abundante número de proyectos, no es suficiente haber realizado una caracterización o clasificación del terreno, sino que es necesario determinar la magnitud de los asentamientos que pueden producirse en las obras. Los asentamientos por colapso depende básicamente de dos tipos de factores: intrínsecos y extrínsecos.

Se señalan como intrínsecos aquellos factores propios del suelo, como son sus propiedades físicas y mecánicas. El comportamiento del suelo dependerá: del tipo de estructura o la forma en que están ordenadas las partículas, del grado de compacidad, del tipo de vínculos que unen grano con grano, etc. Estos factores, en general, no se encuentran homogéneamente distribuidos, por lo cual los parámetros que definen sus propiedades tenso-deformacionales pueden sufrir variaciones locales importantes.

Los factores externos que influyen en la magnitud de los asentamientos son dos: el área inundada y el estado tensional. Estos dos factores influyen considerablemente en la magnitud de los asentamientos por colapso, y por tal motivo deben ser analizados específicamente en los cálculos. Respecto al primero de los factores, a pesar que se han realizado importantes trabajos teóricos, la información experimental indica que todavía existe cierta indeterminación en su estimación. Por tal motivo, la influencia del área inundada en la magnitud de los asentamientos, se limita a realizar correcciones de tipo empírico. En cuanto a la influencia que el estado tensional tiene en los asentamientos, las investigaciones se han centrado especialmente en el estudio de cargas externas (zapatas) en la superficie del terreno.



13. BIBLIOGRAFIA

- ABELEV, Y.M. et ABELEV, M.Y. (1979) "*Bases de l'Elaboration des Projets et de la Construction sur les Sols Loessiques Affaissables*". Ed. francesa, 1986, Ed.Technique et Documentation Lavoisier, París
- AITCHISON, G.D. (1973). "Structurally Unstable Soils. State of the Arts". Proc of the 8º International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol 3, pp. 161 - 190.
- BALLY, R.J.; ANTONESCU, I.P. and PERLEA, V.D. (1969). "On Stress-strain in Highly Compressible Triphasic Soils". Proc.of the 7º International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol I, pp. 1 - 9.
- BALLY, R.J.; ANTONESCU, I.P. and PERLEA, V.D. (1973). "Hydrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils". Proc.of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol 2.2., Session 4/4, pp. 17 -22.
- BELES, A. and STANCULESCU, I. (1958). "Thermal Treatment as Means of Improvement the Stability of Earth Masses". Geotechnique, London, England. Vol 8, pp. 158 - 165.
- BEREZANTZEV, V.S.; MUSTAFAYEV, A.A.; SIDOROV, N.N. and KOVALYOV, I.V. (1969). "On the Strenght of Some Soils". Proc.of the 7º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. Vol 1. pp. 11 - 19.
- BISHOP, A.W. and DONALD, I.B. (1961) "The Experimental Study of Partly Saturated Soils in the Triaxial Apparatus". Proc.of 5º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, París, Vol 1 pp. 13 - 21.
- BISHOP, A.W. and BLIGHT, G.E. (1963). "Some Aspect of Effective Stress in Saturated Soils". Geotechnique, London, England, Vol 12, pp. 177 - 197.
- CLEVENGER, W. (1956). "Experience with Loess as Foundation Material". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE, Vol 82 (SM3).
- DENISSOV, M. (1961). "Oral discussions Section Technique 7". Proc.of the 5º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Francia. Vol III. pp. 374 - 375.
- DUDLEY, J.H. (1970). "Review of Collapsing Soils". Journal of Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol 96 (SM3), pp. 925 - 947.
- EVSTATIEV, D. (1988). "Loess Improvement Methods". Engineering Geology, Nº 25, pp. 341 - 366.
- GIBBS, H. and BARA, J. (1967). "Predicting Problems of Collapsing Soil". Journal of Soils Mechanics and Foundation Division ASCE. Vol 93 (SM4), pp. 577 - 594.



- GOL'DSHTEIN, M.N. (1969). "Principles of Building Design of Soils Prone to Slump-Type Settlement Owing to Wetting". *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N° 6, pp. 18 - 20. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol 6, pp. 420 - 423.
- GRIGORYAN, A.A. (1967). "Prediction of Deformation of Loess Soils Building and Structure Foundations". *Proc.of the 3º Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa, Israel. pp. 9 -12.
- GRIGORYAN, A.A. and IVANOV, Y.K. (1968). "Prediction of Slump-Type Settlement of Soil When Flooded through a Deep Source Small in Plan". *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N° 6, pp. 31 - 34. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol 5, pp. 440 - 445.
- FREDLUND, D.G. and MORGENSTERN, N.R. and WIDGER, R.A. (1978). "The Shear Strength of Unsaturated Soils". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 15, N° 3, pp. 313 - 321.
- FREDLUND, D.G. (1979). "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 16, N° 1, pp. 121 - 139.
- FREDLUND, D.G. and HASAN, J. (1979). "One-dimensional Consideration Theory: Unsaturated Soils". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 16, N° 3, pp. 521 - 531.
- JENNINGS, J.E. and BURLAND, J.B. (1962). "Limitations to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils". *Geotechnique*. London, England. Vol 12, 1962, pp. 125 - 144.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). "*Geotecnia y Cimientos III*". Ed. Rueda, Madrid.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1986). "Introducción a los Fenómenos de Expansividad y Colapso en Suelos y Rocas". *Apuntes del Curso sobre Cimentaciones en Terrenos Metaestables: Colapsables y Expansivos*, Vol I. Ed.Fundación Agustín de Bethencourt. E.T.S.de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1987). "Problemas de Geología para el Ingeniero en las Cimentaciones". *Ingeniería Civil*, CEDEX, Madrid, N°62, pp. 29 - 49.
- KANE, H. (1973). "Confined Compressions of Loess". *Proc.of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscú, URSS. Vol 2.2, Session 4/19, pp. 115 - 122.
- KODRYANOVA, R.M. (1969). "Determination of the Dimensions of the Deformation Zone in Loessial Soil Saturated with Water". *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N° 4, pp. 10 - 11. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol 6, pp. 239 - 241.
- KRUTOV, V.I. and TARASOVA, I.V. (1964). "A Method for Determining the Magnitude of the 'Initial Pressure' for Slumping Soils". *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N° 1, pp. 7 - 9. Translated to *Soil Mechanics Foundations*. Vol 1, pp. 12 - 17.
- KRUTOV, V.I. and D'YAKONOV, V.P. (1973). "Calculation of Settlement of Loessial Soils from its Own Weight with Consideration of the Shape and Dimensions of the Wetted Zone". *Osnovaniya,*



- Fundamenty i Mekhanika Grunkov, N° 3, pp. 12 - 16. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol 8, pp. 163 - 169.
- LAMBE, T.W. and WHITMAN, R. (1969). "*Mecánica de los Suelos*". Ed Española 1972. Ed Limusa. Willey, S.A. Mexico.
- LOMIZE, G.M. (1968). "One-Dimensional Problem of Percolation and Slump Type Settlement in Homogeneous Loess Soils". *Gigrotekhnicheskoe. Stroitt'stvo*, N° 10. pp. 22 - 27. Translated Hydrotech. Const. N° 10, pp. 881 - 888.
- LING, Z. and LIANG, W. (1982). "Engineering Properties and Zoning of Loess and Loess Like in China". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 19, pp. 76 - 91.
- LING, Z. G. and WANG, S.J. (1988). "Collapsibility and Deformation Characteristics of Deep Seated Loess in China". *Engineering Geology* N°25, pp. 271 - 282.
- LITVINOV, I. (1976). "Experience in Compacting Slump-Prone Soils by Hidroblasting at the Construction of a Large Industrial Complex". *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Grunkov*, N° 4 pp. 4 - 6. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol 16, pp. 124 - 128.
- LOPEZ CORRAL, A. (1977). "Fenómenos de Colapso en las Arenas del Subsuelo de Madrid". Tesis Doctoral presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid de la Universidad Politécnica de Madrid.
- LUTENEGGER, A.J. and SABER, R.T. (1988). "Determination of Collapse Potencial of Soils". *A.S.T.M. Geotechnical Testing Journal*, Vol 11, N° 3, Sept 1988, pp. 173 - 178.
- MITCHELL, J. (1981). "Soil Improvement State of the Art". *Proc.of the 10º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 4. pp. 25 - 74.
- MOLL, L.L.; RUSCULLEDA, A.; REDOLFI, E.R.; MARCHETTI, C. y QUIROGA, R. (1979). "Experiencias de Compactación de Suelos Colapsables" 6º congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú, Vol II, pp. 433 - 448.
- MORETTO, O. (1986). "Discusión y Evaluación de la 1º Sesión". *Memorias del 1º Simposio Argentino de Suelos Colapsables*. Buenos Aires. Ed.Sociedad Argentina de Mecánica de los Suelos. REDOLFI, E. (1982). "Determinación Rápida de la Presión de Fluencia en Suelos Loésicos". *Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotécnia*. Madrid, N° 151, pp. 3 - 8.
- MUSTAFAEV, A.A. (1967). "Infiltration and Subsidence Processes in Loess Soils". *Proc.of the 3º Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa, Israel. Vol I, pp. 155 - 158.
- REDOLFI, E.; ROCCA, R. y TERZARIOL, R. (1986). "Estudio Comparativo de Diferentes Métodos para Evaluar el Potencial de Colapso en Suelos Loésicos Argentinos". *Memorias del Simposio*



- Argentino de Suelos Colapsables. Buenos Aires, Argentina. Soc. Argentina de Mecánica de Suelos. pp. 46 - 66.
- REGINATTO, A. (1970). "Predicción de la Susceptibilidad al Colapso". 2º Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- REGINATTO, A.R. y FERRERO, J.C. (1973). "Collapse Potencial of Soils and Soil Water Chemistry". Proc.of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscu, URSS. Vol 2,2, pp. 177 - 183.
- ROBINSON, L. and NARKIEWICZ, S. (1982). "Discussion". Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol 108 (GT4), pp. 677.
- ROCCA, R. (1985). "Review of Engineering Properties of Loess". Submitted for Completion of Requirements for the Degree of Master of Engineering in Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley. Report CE 299.
- URIEL, S. y SERRANO, A.A. (1974). "Propiedades Geotécnicas de los Suelos Volcánicos Colapsibles de Baja Densidad en la Cimentación de Presas en las Islas Canarias (España)". Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, CEDEX. Madrid, España, Nº 105, Sept-Oct 1974, pp. 21 - 28.
- SOKOLOVIC, V. (1973). "Consolidation des Sols par les Methodes Chimiques". Proc.of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscu, URSS. Special Session 7, pp. 400 - 401.
- SULTAN, H.A. (1969). "Collapsing Soils, State of the Art". Proc.of the 7º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Session: eng Prop. Loess. Edited by Soc. Argentina de Mecánica de Suelos, pp. 17 - 35.
- TSYTOVICH, N.A.; ABELEV, M.Y.; SIDORCHUK, V.F. and POLISHCHUK, A.I. (1979). "Experimental Investigation of the Stress-Strain State of Loess Soils in Base of Rigid Plates". Osnovaniya, Fundamenti i Mekhanika Grunkov, Nº 3, pp. 17 - 19. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol 14, pp. 140 - 145.
- ZUR, A. and WISEMAN, G. (1973). "A Study of Collapse Phenomena of an Undissturbed Loess". Proc.of the 8º International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscu, URSS. Vol 2.2, Session 4/43, pp. 265 - 268.
- ZYYAGIN, O. and KHEIFETS, V. (1978). "Silicate Inyection of the Loess Base of Administration Building in Tashkent". Osnovaniya, Fundamenti i Mekhanika Grunkov, Nº 3, pp. 9 - 11. Translated to Soil Mechanics Foundations. Vol 15, pp. 157 - 161.