



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE LA
CIUDAD DE QUERETARO

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

FERNANDO HUMBERTO JUAREZ RODRIGUEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-193

Al Pasante señor FERNANDO H. JUAREZ RODRIGUEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en I. Gabriel Moreno Pecero, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE LA CIUDAD DE QUERETARO"

- I. Antecedentes.
- II. Alcance del estudio.
- III. Evolución en el conocimiento de los suelos expansivos.
- IV. Los suelos expansivos, su formación y las causas que originan el problema.
- V. El problema mundial de los suelos expansivos. Zonas de México con suelos expansivos.
- VI. Las arcillas expansivas de la ciudad de Querétaro.
- VII. Criterios de identificación y clasificación de los suelos expansivos. Resultados obtenidos en el caso de la ciudad de Querétaro.
- VIII. Criterios para evaluar la expansión de los suelos expansivos. Resultados obtenidos en el caso de la ciudad de Querétaro.
- IX. Efecto de la expansión en las estructuras. El caso de la unidad deportiva de Querétaro.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

- 2 -

X. Soluciones al problema de cimentación de estructuras sobre suelos expansivos. Caso de la ciudad de Querétaro.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 16 de octubre de 1979
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

CONTENIDO

| | | |
|--------|--|-----|
| I.- | Antecedentes | 1 |
| II.- | Alcance del Estudio | 8 |
| III.- | Evolución en el conocimiento de los suelos expansivos | 12 |
| IV.- | Los suelos expansivos, su formación y las causas que originan el problema. | 18 |
| V.- | El problema mundial de los suelos expansivos. Zonas - de México con suelos expansivos. | 122 |
| VI.- | Las arcillas expansivas de la Ciudad de Querétaro. | 135 |
| VII.- | Criterios de identificación y clasificación de los suelos expansivos. Resultados obtenidos en el caso de la Ciudad de Querétaro. | 149 |
| VIII.- | Criterios para evaluar la expansión de los suelos expansivos. Resultados obtenidos en el caso de la Ciudad de Querétaro. | 192 |
| IX.- | Efecto de la expansión en las estructuras. El caso de la Unidad Deportiva de Querétaro. | 242 |
| X.- | Soluciones al problema de cimentación de estructuras - sobre suelos expansivos. Caso de la Ciudad de Querétaro. | 266 |
| | Bibliografía | 298 |

I.- ANTECEDENTES.

En muchas áreas del mundo se han encontrado problemas de ingeniería y fallas de estructuras como consecuencia de la expansión de suelos arcillosos. Estos problemas están relacionados con terraplenes de carreteras, cimentaciones de construcciones relativamente ligeras, revestimientos de canales y otras estructuras.

Generalmente los problemas asociados con suelos expansivos no son muy apreciados fuera de las zonas donde ocurren, sin embargo, el problema de las arcillas expansivas atrae la atención de los especialistas de suelo, debido a que nuevas áreas con este tipo de formación van siendo descubiertas por razón natural del desarrollo de muchos países en el mundo. Los daños que el fenómeno causa a las estructuras desplantadas en este tipo de suelos, ocasionan pérdidas materiales cuyo monto representa en algunos casos varios millones de pesos. Como una referencia al respecto es conveniente

mencionar que en los Estados Unidos de Norteamérica, han evaluado el monto de las pérdidas materiales que anualmente ocasiona el fenómeno de expansión de suelos; en este país - probablemente el único que ha realizado una evaluación del tal naturaleza - se ha estimado que los daños a caminos, edificios y otras estructuras cimentadas sobre suelos expansivos, excede a los dos mil millones de dólares anualmente.

Jones y Holtz presentaron en la American Society of Civil Engineering (A.S.C.E.) en 1973, la mencionada estimación cuya distribución aparece en la tabla número I.

De los resultados obtenidos de este estudio se concluyó que, los daños ocasionados por suelos expansivos, exceden el promedio anual de daños producidos por la acción de inundaciones, huracanes, sismos y tornados.

TABLA I

| TIPO DE CONSTRUCCION | ESTIMACION DEL PROMEDIO ANUAL DE PERDIDAS EN MILLONES DE DO- LARES EN ESTADOS UNIDOS DE - NORTEAMERICA POR PRESENCIA DE SUELOS EXPANSIVOS. |
|--|--|
| Casas-habitación | 300 |
| Edificios Comerciales | 360 |
| Multifamiliares. | 80 |
| Andadores, Calzadas, Areas de Estacionamiento | 110 |
| Camino | 1140 |
| Estructuras bajo tierra | 100 |
| Aeropuertos | 40 |
| Otros | 125 |
| TOTAL | 2255 |

(Según Jones y Holtz, 1973)

El problema crece en importancia si se toma en cuenta que -
muchos países en vías de desarrollo, entre ellos México, están incre-
mentando su infraestructura, lo cual implica que en algunos casos -
las áreas constructivas habrán de irse extendiendo hasta invadir -
aquellas zonas que hasta ahora han sido evitadas por la presencia -
de suelos expansivos. Con esta perspectiva, puede preverse que -
al futuro habrá de requerirse una mayor evolución en el conocimiento
del fenómeno de expansión de arcillas, lo cual permitirá obtener me-
jores soluciones para la cimentación de estructuras en áreas con es-
te tipo de suelos.

En este sentido, en los últimos 20 años se han realizado con-
siderables esfuerzos para lograr una mayor comprensión de la natura-
leza de los suelos expansivos, tanto en el plano teórico como en el
de la Ingeniería práctica. Las Instituciones Académicas han sido -
las que en su mayoría han logrado los mayores avances en los estu-

dios referidos a la mineralogía de los suelos, estructura y modificación de la estructura, tendientes a lograr un mejor comportamiento del suelo. Los investigadores de dichas instituciones también han avanzado en el conocimiento de nuevas teorías tales como las de esfuerzos efectivos, succión de suelos y presión osmótica, las cuales revelan propiedades de los suelos expansivos.

En lo que se refiere a la obra de campo en suelos expansivos, en los últimos años se ha hecho énfasis en el criterio de diseño y en los procedimientos de construcción, teniendo en cuenta la responsabilidad que tienen los ingenieros de suelos de ofrecer soluciones prácticas y económicas a sus clientes, de tal manera que las estructuras estén libres de movimientos de falla en la cimentación.

Desafortunadamente, debe reconocerse que a pesar de los progresos que se han venido generando, actualmente el conocimiento de los suelos expansivos no ha alcanzado un estado donde soluciones -

satisfactorias puedan ser aplicadas al problema. Una de las razones primarias de esta situación es que no obstante que el fenómeno de expansión ha sido plenamente reconocido desde hace algún tiempo, todavía no se ha establecido un método definido para evaluar el potencial de expansión de un suelo, lo cual dificulta que se pueda proporcionar un patrón confiable que permita medir las características del fenómeno. La dificultad en proporcionar este patrón se debe a la presencia de las numerosas variables involucradas en la determinación de esas características. Ante esta perspectiva surge la siguiente pregunta ¿ En qué grado el efecto perjudicial a las estructuras, de las arcillas del Valle de México se compara con el de las de Mexicali, B.C.?, la respuesta puede resultar incierta ya que cuando hablamos de un suelo altamente expansivo en Mexicali, B.C., probablemente no estemos hablando del mismo modelo que se usó para describir los suelos expansivos del Valle de México.

Entonces es de esperarse que los progresos teóricos alcanzados en el conocimiento de las características de este tipo de suelos conjuntamente con una tendencia a la uniformización de los procedimientos de pruebas, permitan explicar la influencia de muchos de estos factores al analizar datos confiables que contribuyen a una mayor comprensión de la materia.

II.- ALCANCE DEL ESTUDIO.

El presente estudio tuvo su origen en los problemas que surgieron poco tiempo después de haberse construido la unidad deportiva de la ciudad de Querétaro, ubicada en el Km 5+000 desviación derecha de la carretera libre Querétaro-Celaya, en este lugar, se presentaron movimientos ascendentes que dañaron las losas que cubren las diversas canchas de juego y que por lo tanto afectaron la funcionalidad de las mismas.

En las primeras pruebas de identificación de suelos, que se efectuaron en la zona, se observó que la arcilla negra de alta plasticidad que la cubre, presentaba características de expansión que podían clasificarla como de alto a muy alto potencial de expansión, sin embargo, en las pruebas realizadas para cuantificar la presión de expansión utilizando el expansiómetro de Hveen, se obtuvieron valores que indicaban que se trataba de un suelo que en términos generales podía

considerarse estable. En un principio se pensó que esto último podría deberse a las condiciones naturales del terreno, sin embargo, tal consideración quedó descartada una vez que estas fueron conocidas. La incertidumbre que se generó en este caso originó que el estudio se llevara a cabo empleando criterios generalizados para determinar las características de expansión del suelo en estudio.

En este sentido el estudio que aquí se presenta, se realizó tomando en consideración los criterios actualizados que sobre identificación y cuantificación de la expansión de un suelo, fueron expuestos en la última Conferencia Internacional de Suelos Expansivos celebrada en Israel en 1973.

Al respecto, cabe mencionar que este tipo de incertidumbres que se presentan muy comúnmente en los estudios que sobre suelos expansivos se realizan, puede deberse según se comentó anteriormen

te a la muy generalizada práctica de emplear diferentes procedimientos de prueba para determinar las características de expansión de un suelo, lo cual no solo agrava la incertidumbre de un problema ya de por sí complejo, sino que también hace difícil la evaluación y la comparación de los datos hasta ahora acumulados. Ante esta situación el presente trabajo hace suya la tesis de que debe establecerse una estandarización de las pruebas de expansión unidimensional y presión de expansión, lo cual no parece difícil y sí salvaría muchos de los valiosos datos hasta ahora obtenidos por instituciones académicas, organismos gubernamentales y compañías privadas. Al respecto, ha habido una tendencia muy generalizada en este sentido para utilizar el consolidómetro tradicional como el dispositivo que permite obtener valores confiables de la expansión unidimensional y la presión de expansión de suelos arcillosos. Una detallada explicación del procedimiento de prueba ha sido sugerido por

W.G. Holtz, el cual se presenta en el Capitulo VIII de este estu--
dio.

III.- EVOLUCION EN EL CONOCIMIENTO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

Hasta antes de 1920, la mayoría de las construcciones ligeras - en los Estados Unidos de Norteamérica, consistían de casas-habitación construidas a base de armaduras, lo que permitía que tales estructuras pudieran soportar considerables movimientos sin exhibir agrietamientos perceptibles.

De esta manera, el problema de los suelos expansivos no fué reconocido por los ingenieros de suelos sino hasta fines de 1930, año en el que se empezó a difundir ampliamente el uso de la mampostería en la construcción de casas-habitación. A partir de entonces algunos propietarios de tales estructuras empezaron a notar agrietamientos en las paredes de sus casas, los cuales fueron atribuidos a malas construcciones y en otros casos a los asentamientos de la cimentación debido al desconocimiento que se tenía en aquella época del fenómeno de la expansión de suelos.

El United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.) fué la prime ra organización en reconocer el problema de los suelos expansivos - en 1938, al realizar el estudio del problema de la cimentación de un sifón de acero en un proyecto denominado Owyhee, en Oregon. A - partir de entonces los ingenieros de suelos empezaron a reconocer - que muchas de las fallas en las estructuras tuvieron como origen un problema diferente al de los asentamientos.

Pocos años después en los albores de la década 1940-1950, se hizo extensivo el uso del concreto, lo que trajo como consecuencia - que las construcciones apoyadas en losas desplantadas directamente - sobre el terreno se diversificaran, el resultado de este proceso fué que el número de estructuras falladas a causa de los suelos expansi vos se incrementó en forma notable.

Ante esta situación, el interés por conocer el problema de la - expansión de los suelos se extendió rápidamente de tal forma que -

hoy en día dicho interés tiene un alcance mundial. Diversos ingenieros de Australia, Canada, Estados Unidos, Sud-Africa y otros países han contribuido extensamente en el conocimiento y en el desarrollo de diseños adecuados para estructuras desplazadas sobre suelos expansivos. Al respecto, destacan las investigaciones realizadas en las décadas de los cincuenta y principios de los sesenta - en las que se hicieron un buen número de intentos para descubrir la expansión de los suelos arcillosos de acuerdo a la teoría de la Química coloidal de la doble capa eléctrica. En este sentido realizaron trabajos: Lambe (1953), Jiménez, Salas y Serratos (1953), Bolt y Miller (1955), Bolt (1955), Mitchell (1960) Blackmore y Miller (1961), Olson y Mitranovas (1962), Warkentin y Schofield (1962) y Meade (1964). Estos trabajos reunieron en diversos grados buenos resultados, concluyendo que el fenómeno de la expansión de arcillas depende del tipo de minerales de arcilla, del tamaño de las partículas só

lidas y de las características químicas del agua en el suelo. Sin embargo, Terzaghi (1931, 1956) previno contra un exceso de confianza en los modelos físico-químicos para explicar la compresibilidad y expansión de los suelos arcillosos, excluyendo de esa manera los modelos mecánicos que en forma objetiva pueden ayudar a mostrar las características del problema. Por otra parte y durante el mismo período, Ladd (1960) hizo hincapié en otros factores que pueden contribuir a la expansión de un suelo, e igualmente en esa época, se dirigió una considerable atención a la importancia que los aspectos minerológicos de la arcilla tienen en el comportamiento del suelo.

En 1954 apareció un manual de la U.S. Salinity Laboratory en el que se resumieron todas las experiencias de ese organismo desde su creación, que fué en 1937 (Richards 1954). El significado de este libro fué largamente inapreciado por los ingenieros de suelos en los Estados Unidos de Norteamérica por cerca de 20 años, hasta que -

Sherard (1972) aplicó conceptos contenidos en el manual al hacer un agudo análisis de las presas construídas con arcillas dispersivas. Sin embargo, es conveniente aclarar que ya para esas fechas investigadores de suelos de otras latitudes habían empezado a relacionar las ideas de la expansión, dispersión y el mantenimiento de la permeabilidad en suelos que contienen minerales de arcillas; tal es el caso de los ingenieros australianos que han hecho buen uso del concepto de que la estabilidad de ciertos suelos arcillosos está fuertemente ligada a la cantidad de sodio intercambiable, que contienen las partículas sólidas del suelo y a las concentraciones de sal del agua de los poros. (Aitchinson y Wood 1965, Ingles (1968) e Ingles y Aitchinson 1969).

Comenzando con la parte final de 1960 y continuando hasta el presente se han realizado extensivos esfuerzos, especialmente por los investigadores de suelos, para desarrollar teorías que expliquen la

expansión de las arcillas, particularmente para el caso de arcillas que contienen cationes mixtos, por ejemplo el sodio y el calcio.

Estas teorías, así como el conocimiento de la importancia del porcentaje de sodio intercambiable, tiende a lograr nuevos conocimientos sobre la expansión y la estabilización estructural de los suelos arcillosos.

Estas contribuciones así como los diversos casos reportados en todo el mundo, han sido expuestos en varias reuniones internacionales que para el efecto se han realizado. La primera de ellas se efectuó en el año de 1965 teniendo como sede la Texas A&M - University y se llamó International Research and Engineering Conference on Expansive Soils, cuatro años después se efectuó la segunda de estas reuniones en la misma Universidad y la tercera se llevó a cabo en 1973 en Haifa, Israel.

IV.- LOS SUELOS EXPANSIVOS, SU FORMACION Y LAS CAUSAS QUE ORIGINAN EL PROBLEMA.

Es común que dentro de los problemas que tiene que resolver el ingeniero de suelos, se encuentre el de los asentamientos; sin embargo, con frecuencia también se enfrenta con problemas de movimientos ascendentes (levantamiento de estructuras) como consecuencia de la expansión del terreno donde se desplanta la obra. Estos tipos de problemas son muy generales y de importancia económica en aquellos países que tienen regiones áridas ya que, en tales zonas, los suelos se secan y contraen con el clima incrementando su volumen al existir nuevamente humedad. En términos generales el agua necesaria puede proceder de la lluvia, drenaje o por efecto de capilaridad cuando una capa impermeable se coloca sobre la superficie del terreno evitando así la evaporación.

Evidentemente, cuanto más ligera sea una estructura tanto más la levantará un suelo si es que no se toman las medidas adecuadas

para que ello no ocurra, de esta manera los problemas de expansión suelen estar asociados con estructuras ligeras como pequeños edificios, (especialmente almacenes), vertederos de presas, pavimentos de carreteras, etc.

Al respecto será conveniente establecer qué es un suelo expansivo, como se forma este tipo de suelos y cuáles son las causas, hasta ahora investigadas que dan lugar a la expansión.

SUELO EXPANSIVO.-

El término suelo expansivo está asociado a los suelos de partículas finas (más de la mitad del material pasa la malla N° 200) - cuya característica fundamental es que en su mayor parte tienen un comportamiento determinado por reacciones químicas, más que por reacciones físicas. En este sentido, se puede decir que un material con tales características se refiere a un suelo arcilloso lo cual ha

dado lugar a que en el campo de la Ingeniería se hable en términos concretos de arcillas expansivas.

La palabra arcilla tiene diferentes connotaciones en diversos campos, pero en el contexto de la Ingeniería, generalmente se entiende como un material compuesto de partículas minerales pequeñas las cuales en asociación con ciertas cantidades de agua exhiben propiedades plásticas. Con estos elementos, se puede definir una arcilla expansiva en términos generales, de la manera siguiente:

"UNA ARCILLA EXPANSIVA, ES UN SUELO FINO CON COMPOSICION MINERALOGICA TAL, QUE LO HACE SUSCEPTIBLE A SUFRIR APRECIABLES CAMBIOS DE VOLUMEN COMO CONSECUENCIA DE CAMBIOS EN EL CONTENIDO DE AGUA".

Una revisión de la literatura que se ha escrito al respecto hasta antes de 1920 revela muy diferentes conceptos de la compo-

ción fundamental de los materiales arcillosos. Los análisis químicos han mostrado que tales materiales están compuestos en general de aluminio, silicio y agua. Diversos conceptos ofrecen variadas ideas acerca de cómo estos constituyentes químicos se encuentran organizados en los materiales arcillosos. Una idea fue que los constituyentes se presentaban en mezclas amorfas sin ninguna composición definida o estructura. Otra fue, que la caolinita era el constituyente esencial de todos los materiales arcillosos y que cualquier elemento fuera de la composición de la caolinita se presentaba como impureza. Otra sugerencia fue, que el tamaño de las partículas sólidas era el principal factor y que de hecho, los materiales arcillosos podrían estar compuestos de casi cualquier tipo de mineral si estos eran bastante finos - aproximadamente una micra se consideró el límite superior - y otra idea fue que minerales como la zeolita * eran los

* Zeolita.- Silicato natural que se encuentra en ciertas rocas volcánicas.

constituyentes esenciales de las arcillas.

Por muchos años algunos estudiosos de los materiales arcillosos sugirieron que tales materiales estaban compuestos de partículas extremadamente pequeñas de un número limitado de minerales cristalinos. - Por ejemplo, Le Châtelier (1887) y Lowenstein (1909) llegaron a esta conclusión hace muchos años. Esto es, el concepto de mineral de arcilla no es nuevo, por el contrario, ha sido bien establecido y generalmente aceptado en los años recientes.

En 1923 Hadding en Suecia y Rinne en 1925 en Alemania, trabajando completamente independientes, publicaron los primeros análisis de difracción de Rayos X de materiales arcillosos. Estos investigadores encontraron materiales cristalinos en las fracciones más finas de una serie de arcillas y también encontraron que todas las muestras estudiadas aparentaban estar compuestas de partículas sólidas de un mismo pequeño grupo de minerales.

Cerca de 1924 Ross y varios colegas (1926, 1928, 1931, 1934, 1945) empezaron un estudio de la composición mineralógica de las arcillas que dió lugar a una serie de monumentales documentos sobre la materia. Ellos mostraron que los componentes de los materiales arcillosos eran esencialmente cristalinos y que había un número limitado de tales componentes cristalinos, a los cuales se les dió el nombre de minerales de arcilla. A partir de entonces un vasto número de investigadores en diversos países han obtenido resultados que verifican esta conclusión (Grim, 1963).

EN ESTE CONTEXTO, SE PUEDE AFIRMAR QUE LOS MATERIALES ARCILLOSOS ESTAN COMPUESTOS ESENCIALMENTE DE PARTICULAS CRISTALINAS EXTREMADAMENTE PEQUEÑAS DE UNO O MAS MIEMBROS DE UN PEQUEÑO GRUPO DE MINERALES QUE SON CONOCIDOS COMUNMENTE COMO LOS MINERALES DE ARCILLA.

Estos minerales de arcilla son silicatos de aluminio hidratados, aunque en algunos minerales, el magnesio o el fierro sustituyen totalmente o en parte al aluminio.

También los alcalíes o suelos alcalinos se presentan como -
constituyentes esenciales en algunos de ellos. En adición a los mi
nerales de arcilla algunos materiales arcillosos contienen diversas -
cantidades de los llamados minerales no arcillosos tales como el -
cuarzo, la calcita, los feldespatos y la pirita. También muchos ma
teriales arcillosos contienen material orgánico y sales solubles en -
agua. De acuerdo a estos conceptos, los minerales de arcilla cris
talinos son los constituyentes básicos de casi todas las arcillas y,
por lo tanto, los componentes que mayormente determinan sus propie
dades.

Algunos materiales arcillosos contienen minerales que no son -

cristalinos sobre la base del análisis de difracción de Rayos X, como por ejemplo los minerales alófanos* , esto es conveniente mencionarlo en virtud de que hay algunos casos (Grim, 1948) en que este tipo de mineral es el mayor componente de un material arcilloso. Sin embargo tales casos son raros y en general los materiales arcillosos se componen totalmente o predominantemente de componentes cristalinos.

- * Por definición los materiales de arcilla alófanos son silicatos de aluminio de color azul verdoso que son amorfos a la difracción de Rayos X. Esto no significa que tales materiales carezcan por completo de una organización estructural, lo que pasa es que el arreglo de las unidades tetraedrales y octaedrales con respecto a las demás no es lo suficientemente regular para permitir la difracción.

Conviene entonces, hablar sobre la estructura cristalina de los principales minerales arcillosos antes de estudiar la Química superficial de los minerales y las consecuentes interacciones de las partículas arcillosas bajo diversas circunstancias. En este sentido la naturaleza de las ligas o eslabones, que mantienen unidos a los átomos de un mineral de arcilla, es la base sobre la cual descansa cualquier discusión acerca del comportamiento de las partículas de arcilla; y por lo tanto de un conjunto de partículas.

LIGAS ATOMICAS:

Existen dos grupos principales de ligas atómicas, en el primero de ellos se encuentran las llamadas ligas primarias o ligas de alta energía las cuales mantienen a los átomos unidos; y el segundo lo forman las ligas secundarias o ligas débiles, las cuales eslabonan moléculas. Bajo cada encabezado se pueden distinguir diversos tipos de ligas, pero sólo vamos a describir aquellos que son de interés -

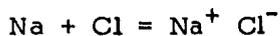
para la mineralogía de las arcillas.

LIGAS PRIMARIAS:

Iónica (Hetero y Homopolar).- Aquellos elementos que son capaces de combinarse químicamente no tienen un número completo de electrones en sus órbitas exteriores. Un átomo se une con otro átomo por adición de electrones a su órbita exterior o por pérdidas de ellos, para llegar a una configuración estable. Generalmente los procesos de combinación involucran la pérdida o adquisición del más diverso número de electrones. Entonces, si un átomo tal como el sodio tienen solo un electrón en su órbita exterior, sin un posible complemento de 8 en esa órbita, está en posibilidad de combinarse con cloro, que tiene siete electrones en la órbita exterior y de esta forma el átomo de sodio pierde un electrón en lugar de adquirir siete.

De esta manera para que se forme un compuesto estable, la combinación química de un átomo de sodio y de un átomo de cloro involucra la pérdida de un electrón del átomo de sodio y la adquisición de un electrón por el átomo de cloro.

Sin embargo, la pérdida de un electrón no deja al átomo de sodio en un estado eléctricamente neutral, por la pérdida ha alcanzado un estado de carga positiva unitaria. Por otra parte, el átomo de cloro ha ganado una carga eléctrica negativa unitaria por la obtención del electrón. Los átomos que han ganado o perdido electrones en esta forma son llamados iones, y las fuerzas que los enlazan son llamadas ligas iónicas. El átomo de sodio se convierte en un ion positivo o catión, el átomo de cloro en un ion negativo o anión, y la combinación resulta en una molécula. Generalmente el proceso se representa por la siguiente notación:



De esta manera para que se forme un compuesto estable, la combinación química de un átomo de sodio y de un átomo de cloro involucra la pérdida de un electrón del átomo de sodio y la adquisición de un electrón por el átomo de cloro.

Sin embargo, la pérdida de un electrón no deja al átomo de sodio en un estado eléctricamente neutral, por la pérdida ha alcanzado un estado de carga positiva unitaria. Por otra parte, el átomo de cloro ha ganado una carga eléctrica negativa unitaria por la obtención del electrón. Los átomos que han ganado o perdido electrones en esta forma son llamados iones, y las fuerzas que los enlazan son llamadas ligas iónicas. El átomo de sodio se convierte en un ion positivo o catión, el átomo de cloro en un ion negativo o anión, y la combinación resulta en una molécula. Generalmente el proceso se representa por la siguiente notación:



Los átomos pueden dar o recibir varios electrones, y al ión resultante se le da la notación: Na^+ , Al^{3+} , Si^{4+} o Cl^- , O^{2-} , etc. Debido al intercambio de electrones, los átomos individuales en un cristal no son eléctricamente neutros.

COVALENTES.-

Si a dos átomos les falta uno o más electrones en sus órbitas exteriores, ellos pueden combinarse compartiendo uno o más pares de electrones. Una liga tal es llamada covalente y se puede ejemplificar por las ligas que mantienen juntos átomos de oxígeno en una molécula de oxígeno. En un sistema arbitrario de medida tanto las ligas iónicas como las covalentes son eslabonamientos fuertes.

HIDROGENO E HIDROXILO.-

La combinación de un átomo de oxígeno con un átomo de hidrógeno da como resultado un ión de hidróxilo el cual puede unirse con un

ión de oxígeno por medio de una liga débil entre el catión de hidrógeno y el ión de oxígeno.

En este caso, el ión de hidrógeno conecta los 2 iones de oxígeno en una débil liga. Ocasionalmente 2 ó más unidades de hidróxilos ocurren cerca una respecto a la otra, pero con las posiciones atómicas invertidas. En estas circunstancias, una liga relativamente débil puede formarse entre los iones adyacentes, positivo y negativo. Estas dos ligas pueden ocurrir entre las placas vecinas de una red de minerales cristalinos y dar lugar a una conexión relativamente débil sujeta a roturas subsecuentes.

LIGAS SECUNDARIAS.-

FUERZAS LONDON-VAN DER WAALS.

Como un resultado de los movimientos de los electrones en sus órbitas alrededor de los átomos, cualquier molécula tiene asociada

da un campo eléctrico capaz de interactuar con el campo eléctrico - de las moléculas vecinas, que da lugar a una fuerza de atracción - entre las moléculas llamada London-Van Der Waals. Se han hecho intentos para describir la variación de esta fuerza con la distancia molecular; al respecto los investigadores que estudiaron este fenómeno, aun cuando no llegaron a formular ecuaciones en términos de parámetros medibles, indican que la fuerza varía con el inverso de una potencia grande de la distancia. Sólo recientemente ha sido - posible llevar a cabo experimentos que han permitido la determinación cuantitativa de la magnitud de esta fuerza. Los resultados de estos experimentos se acercan a una nueva formulación de una ley fuerza-distancia, en términos de las propiedades macroscópicas de los cuerpos involucrados.

Los trabajos recientes, muestran que la fuerza Van Der Waals entre dos superficies planas paralelas, varía inversamente con el cu

bo de la distancia entre ellas si las placas están muy cercanas, e inversamente con la distancia a la cuarta potencia para separaciones mayores. Con respecto a lo anterior, la distancia entre las - placas se considera pequeña o grande en relación a la longitud de onda de la luz absorbida por los materiales en cuestión que es - siempre grande en comparación con las distancias interatómicas. - Los experimentos que dieron lugar a esta conclusión se llevaron a cabo para distancias de separación del rango de 0.1 a 0.5 micrones. La ley para placas planas corresponde a las leyes de las grandes - potencias previamente obtenidas para pares de moléculas, pero todas las constantes en la nueva derivación se puede determinar a partir del comportamiento macroscópico de las superficies.

Por otra parte la fuerza Van-Der Waals también depende de la constante dieléctrica del medio que separa las placas. Sin embargo si el medio es agua, generalmente se considera que no hay varia--

ción en la fuerza de atracción por cambios menores en la constitución del agua, tales como alteraciones en su concentración eléctrolitica, suponiendo que sólo se involucraran bajas concentraciones.

Por lo tanto, la fuerza de atracción London Van Der Waals - entre las superficies de dos partículas de minerales arcillosos paralelas separadas por agua dependerá esencialmente de la estructura cristalina de los minerales y de la distancia que las separa. Se debe hacer notar aquí que, como la fuerza varía como una potencia de la distancia de separación, la fuerza entre dos placas de minerales arcillosos no paralelas no es sólo una función de la distancia promedio entre ellas, sino también depende de la orientación de las mismas de unas con respecto a las otras.

LIGAS ELECTRICAS.-

En algunas moléculas eléctricamente neutras (por ejemplo; moléculas de agua) los centros de polaridad positiva y negativa no coin

ciden , consecuentemente, las moléculas pueden comportarse como pequeños imanes permanentes o dipolos. Por consiguiente cualquier polo puede ser atraído por una molécula cargada o por superficies - formadas por iones de signo opuesto. Aunque una partícula de arcilla puede en conjunto ser eléctricamente neutra, los iones de una polaridad (generalmente negativa) pueden ocupar las posiciones superficiales en la estructura cristalina. Si se observa de cerca esta situación, puede verse que esta polaridad superficial forma una película que cubre las cargas positivas internas y las moléculas polares ó iones positivos pueden ser atraídos a la superficie y quedar retenidos en la misma.

Puesto que las partículas sólidas de arcilla tienen un tamaño pequeño, pueden ocurrir roturas de la estructura cristalina en los bordes, donde otros iones generalmente internos pueden quedar expuestos. Algunos de estos iones son positivos y por lo tanto los bordes

pueden atraer moléculas dipolares, iones negativos o ser por sí -
mismos atraídos a superficies de otras partículas de arcilla carga-
das negativamente. Otros iones negativos están también expuestos
sobre los bordes de rotura y estos a su vez pueden atraer cationes
o dípolos.

Frecuentemente, en una redícula de mineral de arcilla los -
iones metálicos pueden ser reemplazados por otros iones metálicos
de una valencia más baja. En este caso, localizada la deficiencia
de carga que existirá en la redícula, esta será neutralizada por la
adsorción de un ion adicional reemplazable o intercambiable de signo
apropiado sobre la superficie de la redícula. Las sustituciones inter-
nas son llamadas "sustituciones isomorfas".

Las ligas primarias descritas anteriormente mantienen unidos a
los átomos en cristales, mientras las secundarias son principalmente

fuerzas intermoleculares o interpartículas. Las partículas arcillosas pueden mantenerse unidas por ligas de hidrógeno o hidróxilo las cuales son ligas interpartículas fuertes. Aún cuando ellas sean débiles y sujetas a desdoblamiento (descomposición) en comparación con las ligas iónicas. Sin embargo la mayoría de las ligas interpartículas serán el resultado de las fuerzas eléctricas y London Van Der Waals, las cuales actúan conjuntamente, constituyendo una fuerza neta interpartícula.

Los minerales arcillosos de acuerdo al arreglo de sus cristales se encuentran divididos en tres grupos, que son los siguientes: cao linita, montmorilonita e illita. Se ha encontrado que minerales pertenecientes a un mismo grupo tienen propiedades ingenieriles similares. Por esta razón, desde el punto de vista de la Ingeniería es conveniente examinar la estructura cristalina de los minerales arcillosos, como una introducción al comportamiento básico de las arcillas.

Como los minerales se descubrieron y nombraron antes de que se tuviera una clasificación, se han empleado diferentes nombres para identificar a algunos minerales que después se encontró que eran los mismos. La tabla II muestra los minerales en cada uno de los grupos (según Grim); el grupo se nombra de acuerdo al mineral predominante en él, aunque se han sugerido otras nomenclaturas.

Aunque las estructuras moleculares son complicadas, investigaciones mineralógicas de los diversos minerales arcillosos han demostrado que ellos están contruidos esencialmente de dos estructuras reticulares básicas. El tetraedro de silicio Si O_2 y el octaedro de hidróxido de aluminio Al (OH)_3 . Un tetraedro de silicio consiste de un átomo central de silicio rodeado por cuatro átomos de oxígeno dispuestos en los vértices de triángulos equiláteros como se muestra en la fig. 1. Un número de tales tetraedros puede combinarse

para formar la lámina indicada en la fig. 2. Se puede ver que - existe un plano base de átomos de oxígeno en un arreglo hexagonal cuyas ligas se satisfacen, ya que cada oxígeno lo comparten los tetraedros adyacentes. En esta formación hay un plano central de átomos de silicio sobre el cual resaltan átomos simples de oxigeno, que están libres para combinarse con los cationes externos ya que sus valencias están incompletas. Ha sido propuesto un - arreglo alternativo en el cual los oxígenos no satisfechos ocurren alternativamente arriba y abajo, permitiendo uniones a cada lado de la lámina principal de átomos de oxígeno.

En esta distribución, los átomos de silicio ocurren en 2 niveles. Ha sido postulado que esta estructura cristalina, permite una interpretación más satisfactoria de ciertas propiedades de la montmorillonita.

MINERALES DE ARCILLA

I. GRUPO CAOLIN

- 1.- Caolinita $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$
- 2.- Dickita $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$ Raros
- 3.- Nacrita $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$
- 4.- Haloisita, conocido también como Metahaloisita, o Haloisita (2H₂O) no plástica:
 $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$
- 5.- Endelita, conocido también como Haloisita, Haloisita Hidratada, o Haloisita (4H₂O) no plástica:
 $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8 \cdot 4H_2O$

Nota: La Haloisita (4H₂O) pierde agua entre el sitio y el laboratorio a temperaturas moderadas, para formar la metahaloisita (2H₂O) con diferentes propiedades ingenieriles.

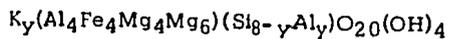
- 6.- Alofano — Mezcla amorfa de silicio y aluminio.
- 7.- Anauxita

II. GRUPO MONTMORILONITA (OMITIDAS LAS MOLECULAS DE AGUA - INTERCAPAS).

- 1.- Montmorilonita $(Al_{1.67}Mg_{0.33}Si_4O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$
- 2.- Beidellita $(Al_{2.17}Al_{0.83}Si_{3.17}O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$
- o
- 3.- Beidellita $(Al_1Si_3O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$
- 4.- Nontronita $(Al_{0.33}Si_{3.67}O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$
- 5.- Nontronita $(Al_{0.83}Si_{3.17}O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$
- o
- 6.- Nontronita (Aluminio) $(Al_1Si_3O_{10}(OH)_2)^{Na_{0.33}}$

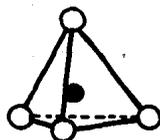
| | | |
|------|---------------------|---|
| 7.- | Hectorita | $\begin{array}{c} \text{Na}_{0.33} \\ \uparrow \\ (\text{Mg}_{2.67}\text{Li}_{0.33})\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{F},\text{OH})_2 \end{array}$ |
| 8.- | Saponita | $\begin{array}{c} \text{Na}_{0.33} \\ \uparrow \\ \text{Mg}_3(\text{Al}_{0.33}\text{Si}_{3.67})\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \end{array}$ |
| 9.- | Saponita (Aluminio) | $\begin{array}{c} \text{Na}_{0.33} \\ \uparrow \\ (\text{Mg}_{2.67}\text{Al}_{0.33})(\text{Al}_{0.67}\text{Si}_{3.33})\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \end{array}$ |
| 10.- | Sauconita | $\begin{array}{c} \text{Na}_{0.33} \\ \uparrow \\ (\text{Si}_{3.47}\text{Al}_{0.53})\text{Al}_{0.22}\text{Fe}_{0.17}\text{Mg}_{0.18}\text{Zn}_{2.40} \\ \text{O}_{10}(\text{OH})_2 \end{array}$ |
| 11.- | Talquita | $\text{Mg}_3\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$ |
| 12.- | Pirropilita | $\text{Al}_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$ |

III GRUPO ILITA (La cantidad de K presente varia)



IV MINERALES DIVERSOS

| | | |
|-----|-----------------------|--|
| 1.- | Atapulgita | $\text{Mg}_5\text{Si}_8\text{O}_{20}(\text{OH})_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ |
| 2.- | Sepiolita (Magnesita) | $\text{H}_4\text{Mg}_2\text{Si}_3\text{O}_{10}$ |
| 3.- | Sericita | |
| 4.- | Vermiculita | |
| 5.- | Glauconita | |
| 6.- | Clorita | |
| 7.- | Diaspora | |



○ y ○ = Oxígenos, ○ y ● = Silicios

Fig. 1 - Esquema que muestra un tetraedro de silice.

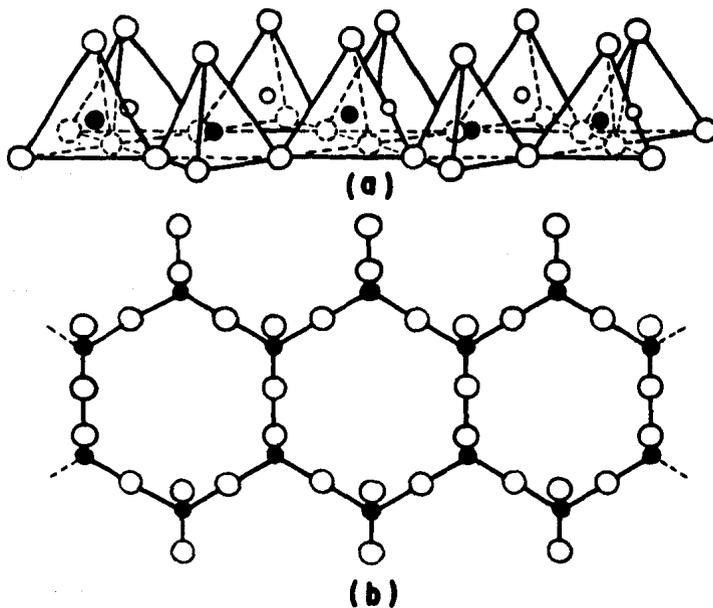


Fig. 2 - Esquema de cadenas dobles de tetraedros de silice a) en perspectiva, b) proyectadas sobre el plano de la base de los tetraedros.

Los otros elementos estructurales, aluminios hidratados toman la forma de un cristal octaedral fig. 3, en el cual el átomo de aluminio ocupa el centro de la estructura, abajo y arriba de la cual los iones de oxígeno e hidróxilos se distribuyen.

En forma laminar el hidróxilo de aluminio, que también se conoce como gibsita , aparece como se ilustra en la fig. 4.

CAOLINITA.-

Debido a las fuerzas de las valencias no satisfechas en los átomos de oxígeno superiores de las placas de sílice y del espaciamento entre ellos, es posible para una placa de gibsita y una de sílice adherirse para producir una capa eléctricamente neutral (fig. 5), la cual forma una placa única del mineral de arcilla llamado caolín. Placas sucesivas de la redícula cristalina pueden ser apiladas una sobre la superficie de la otra, hasta formar partículas de caolín, -

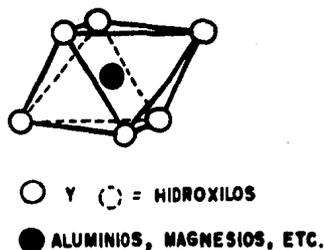
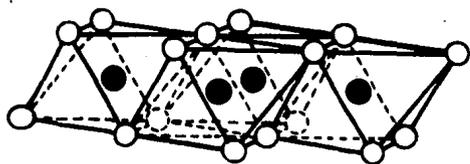


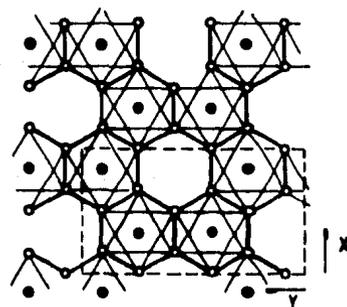
Fig. 3 - Diagrama esquemático que muestra una unidad octaédrica.



● ALUMINIOS, MAGNESIOS, ETC.

○ y ○ = HIDROXILOS

(a)



(b)

Fig. 4 - Estructura laminar de las unidades octaédricas a) en perspectiva, b) proyectadas sobre un plano x-y

siendo las fuerzas que mantienen los estratos juntos del tipo de las ligas de hidrógeno entre O^{2-} y los iones de $(OH)^-$. Arreglos de apilamientos diferentes dan lugar a diferentes minerales de arcilla con la misma fórmula general del caolin. Estos minerales referidos como diferentes formas de caolin, viene bajo la clasificación de caolinitas. La tabla II enlista los minerales de caolinita y sus fórmulas.

Las placas de sílice y gibsita son capaces de extenderse indefinidamente en la dirección de los planos, sin embargo se encuentra que las partículas de caolín, que generalmente tienen una forma hexagonal, ocurren como platos cuyos diámetros varían en un rango de 0.5 a 1.0 micras y cuyos espesores son de 0.05 micras aproximadamente. Las dimensiones pueden estar relacionadas con la estructura y las condiciones de formación o pueden tener posiblemente relación con la distancia promedio entre las imperfecciones reticulares, las cuales han sido encontradas en espaciamientos similares en mi

nerales de arcilla. La descomposición (desdoblamiento) tiene lugar entre las láminas dobles. De aquí que las placas se interrumpen en sus orillas y se sigue que mientras las cargas eléctricas para una lámina elemental de caolinita son teóricamente neutras, las ligas rotas se encontrarán en las orillas, las cuales algunas serán eléctricamente positivas, otras negativas, y por lo tanto pueden adsorber iones exteriores si tales iones son adecuados.

Existe un mineral de arcilla en el grupo de la caolinita con algunas importantes propiedades, este mineral es la haloisita. Este mineral no obstante que tiene la misma fórmula que la caolinita, el arreglo de los átomos es algo diferente, de aquí que la estructura básica de la caolinita se distorsiona ligeramente para permitir la entrada de moléculas de agua adicionales dentro de la estructura. El mineral puede sin embargo ocurrir en partículas en forma de tubo, con el tetraedro de sílice localizado en la periferia.

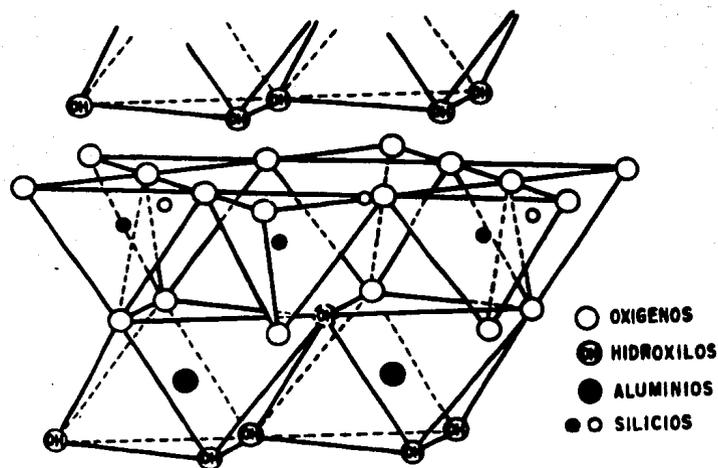


Fig. 5 - Diagrama esquemático de la estructura de una placa de caolinita, según Gruner (1932)

Es posible remover algunas de las moléculas de agua en exceso en la haloisita que ocurre naturalmente, calentando el mineral a temperaturas de aproximadamente 60°C, sin embargo, si se requiere remover toda el agua en la estructura, se necesitarán temperaturas mayores, del orden de 400° C. La distorsión estructural permanece después de que el agua es impelida hacia afuera hace que el mineral no se revierta a la caolinita, sino a un mineral llamado meta-haloisita. Las propiedades de los dos tipos de haloisita y el material en etapas intermedias de hidratación difieren considerablemente y deberá tenerse cuidado en la interpretación de las propiedades de los suelos haloisíticos de las pruebas de laboratorio, ya que los cambios en la composición del suelo pueden tener lugar en el traslado de las muestras del campo al laboratorio.

MONTMORILONITA.-

Si los elementos estructurales, sílice y gibsita se arreglan como en la fig. 6, las tres capas formadas de elementos primarios es un mineral de arcilla conocido como montmorilonita. Láminas sucesivas de tales elementos primarios se pueden apilar uno sobre otro en diferentes sentidos, dando lugar a los diversos minerales polimórficos de la montmorilonita. En este caso, las ligas entre los elementos laminares son aquellos entre O^{2-} y los iones de O^{2-} las cuales son ligas débiles comparadas con aquellas entre capas de caolinita (O^{2-} y OH^-). Consecuentemente, las moléculas de agua pueden entrar entre las láminas de la montmorilonita y de hecho sucede que se acomodan bien dentro de la estructura. De esta manera la montmorilonita exhibe características fuertemente expansivas, ya que hasta seis capas moleculares de agua pueden establecerse entre las láminas. Para drenar esta agua se requieren temperaturas que van de los 200 a los 300°C.

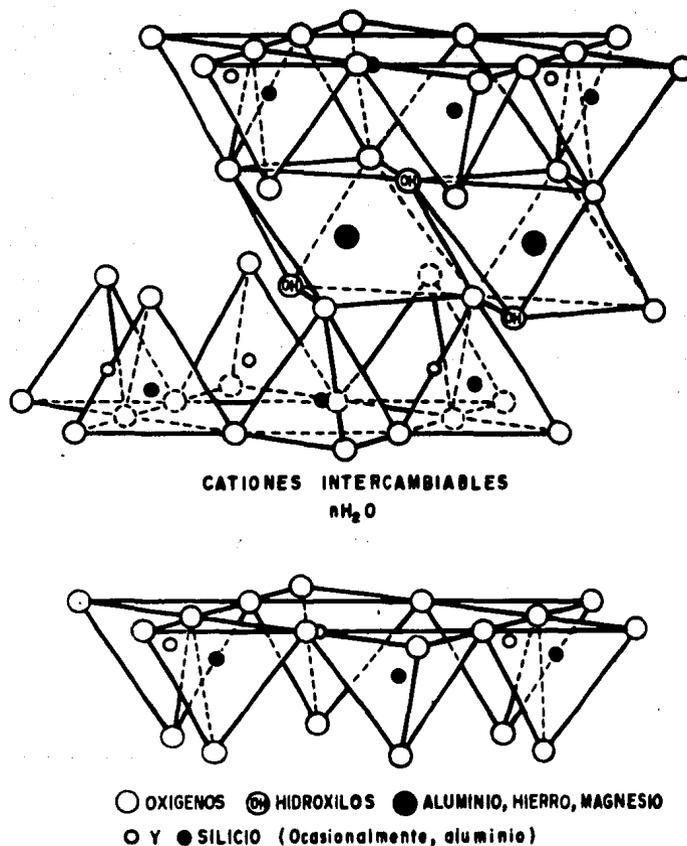


Fig.6-Diagrama esquemático de la estructura de la montmorilonita, de acuerdo a Hofmann, Endell, y Wilm (1933), Marshall (1935); Hendricks (1912).

Debido a la pobreza de las ligas entre capas de oxígenos - adyacentes, las láminas de montmorilonita se rompen en partículas extremadamente pequeñas de aproximadamente 0.05 micrones de diámetro y una relación de diámetro a espesor de hasta 400 : 1. Como en la caolinita, en adición a las cargas negativas sobre la superficie de las láminas habrá cargas positivas y negativas en la periferia de las roturas. El número de tales cargas estará directamente vinculadas con el tamaño de las partículas de arcilla, de aquí - que la relación de las moléculas alrededor de la periferia de las roturas a el número total en una partícula, se incrementa cuando disminuye el tamaño de la partícula.

ILITA.-

Otro grupo de minerales de importancia son las illitas, cuya estructura consiste de los mismos elementos estructurales que la montmorilonita (fig. 7) con la salvedad de que los iones de potasio ocupan po

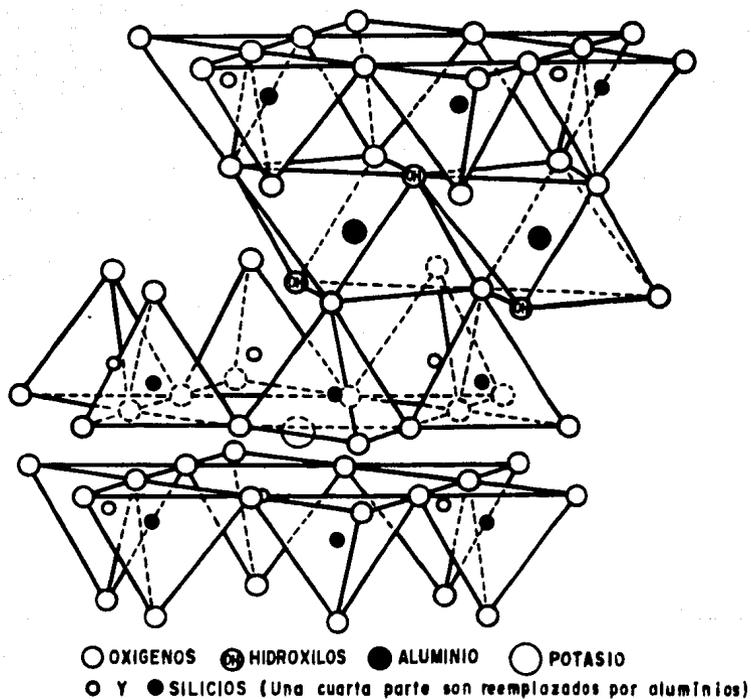


Fig. 7 - Diagrama esquemático de la estructura de la illita, según Jackson y West, (1930).

siciones entre los planos basales de los O^{2-} adyacentes. Los iones de potasio ligan las 2 láminas a la vez, más fuertemente que como lo hace con la montmorilonita, con el resultado de que la redícula es mucho menos susceptible al agrietamiento. Sin embargo, la ilita no se expande tanto en presencia del agua como lo hace la montmorilonita, pero se expande más que la caolinita. Las partículas típicas, tienen un diámetro de aproximadamente 0.5 micrones y relaciones diámetro a espesor de aproximadamente 50: 1. Los minerales de arcilla del grupo de las ilitas están referidas a una fórmula común en la tabla II.

INTERCAMBIO CATIONICO.-

En la mayoría de las estructuras de los minerales de arcilla, los iones de aluminio pueden ser reemplazados parcial o totalmente por otros cationes, hasta formas isomorfas del mineral. Uno de los pocos minerales de arcilla en los cuales esto no ocurre frecuentemen-

te es el caolín, posiblemente debido a las ligas entre las láminas de silicio y gibsita:

Sin embargo en la montmorilonita los reemplazos parcialmente isomorficos de aluminio por otros cationes es común y en los minerales de montmorilonita $\frac{1}{6}$ de las posiciones disponibles de los iones de Al^{3+} son ocupados por cationes de Mg^{2+} . Esto crea una deficiencia de carga positiva en la estructura básica de la montmorilonita, y el balance eléctrico se mantiene solo por la adsorción de un cation externo. En la tabla II se observa este catión externo que es el sodio, el cual se escribe arriba del ion de magnesio que reemplaza. La habilidad de una arcilla para adsorber iones sobre su superficie o en los bordes, es llamada su base o capacidad de intercambio cationico (anión) la cual es función de la estructura mineral de la arcilla y del tamaño de las partículas. El término intercambio base se emplea frecuentemente, sin embargo, en realidad -

los iones de hidrógeno y aún los iones orgánicos pueden estar involucrados en el intercambio. El proceso referido a los suelos es - aquel en el que un catión adsorbido sobre la superficie del mineral de arcilla, se intercambia por un catión de la solución de poro, la cual en el contexto presente generalmente es agua. Sin embargo, el término intercambio catiónico es usualmente aplicado a los suelos, obviamente la solución está sometida a cambios concomitantes en las concentraciones de los cationes apropiados.

El intercambio aniónico es también posible, pero no ha sido - investigado con la misma extensión que el intercambio catiónico.

La capacidad de intercambio base de un suelo describe su habilidad para adsorber cationes intercambiables, y en tanto, pueda - ser definida en términos del peso de un catión, el cual puede estar retenido sobre la superficie de 100 gm de peso seco del mineral, es

más conveniente emplear una definición de capacidad de intercambio base en miliequivalentes (ME) por 100 gm de suelo seco. Un miliequivalente es un miligramo de hidrógeno o la porción de cualquier ion, el cual se combinará con o desplazando un miligramo de hidrógeno. Por ejemplo, el calcio tiene un peso unitario de 40 respecto a la unidad para el hidrógeno, pero el ion de Ca^{2+} tiene dos cargas positivas, mientras que el ion H^+ tiene una carga positiva así que, un miliequivalente de calcio es igual a 40 dividido por 2, lo cual da como resultado 20 miligramos de calcio. Consecuentemente, si una cantidad de 100 gm de arcilla seca es capaz de adsorber 200 miligramos de calcio, la capacidad de intercambio catiónico de la arcilla en miliequivalentes es igual a 200 dividido por 20 que da como resultado 10 miliequivalentes por 100 gm de arcilla.

La capacidad de intercambio base de un mineral de arcilla está relacionada con la deficiencia causada por sustituciones dentro de la

estructura del mineral, y también con el número de ligas rotas alrededor de las paredes de las partículas y por lo tanto con el tamaño de las placas de arcilla. El ion adicional adsorbido puede ser sodio como se muestra en la tabla II ó Ca^+ , K^+ , Li^+ , Fe^{2+} u otros cationes. La presencia de otros iones no cambia la fórmula básica, pero ellos juegan un papel significativo en la alteración de las propiedades ingenieriles de los minerales de arcilla, de aquí que ellos afecten la forma en como las diversas láminas básicas están conectadas unas con otras y ocupen espacios sobre la superficie de las partículas, lo cual hace indisponibles a otros cationes o pueden interferir con el desarrollo de capas de agua en la superficie. Además de la adsorción de iones inorgánicos, los minerales de arcillas son también capaces de tomar iones orgánicos sobre la superficie de su estructura. Esto tiene significado cuando por ejemplo, la montmorilonita se usa en alguna situación donde el medio en suspensión puede no ser agua.

De todo lo anterior, puede establecerse que las arcillas están compuestas de mezclas de minerales, que se presentan en capas o apilados irregularmente o también regularmente. Este apilamiento de diferentes minerales da lugar a minerales de arcillas polimorfos.

LAS ARCILLAS SE ENCUENTRAN ASOCIADAS NATURALMENTE CON AGUA Y LAS PROPIEDADES DE CUALQUIER MINERAL DE ARCILLA O MEZCLA DE MINERALES ESTA PROFUNDAMENTE INFLUENCIADA POR LA CANTIDAD DE AGUA PRESENTE.

Es sabido que un valor alto de la relación superficie específica, indica que una gran proporción del número total de átomos que integran una partícula forman la superficie de la misma; así mismo de la estructura cristalina de las arcillas se ha demostrado que las partículas consisten, en general, de placas delgadas cuyos diámetros pueden ser tan grandes como varios cientos de veces el espesor de ellas. Los átomos de la superficie son predominantemente oxígenos negativos o iones de hidroxilos, mientras los iones metálicos

(Al, Si) ocupan posiciones dentro de las láminas de gibsita o silicio. Entonces aún cuando las partículas en conjunto - cuando los efectos de borde se ignoran - pueden ser eléctricamente neutras, su superficie se puede considerar que está fuertemente cargada negativamente y las cargas adyacentes positivas (o cationes) pueden ser atraídas o adsorbidas por la superficie de las partículas.

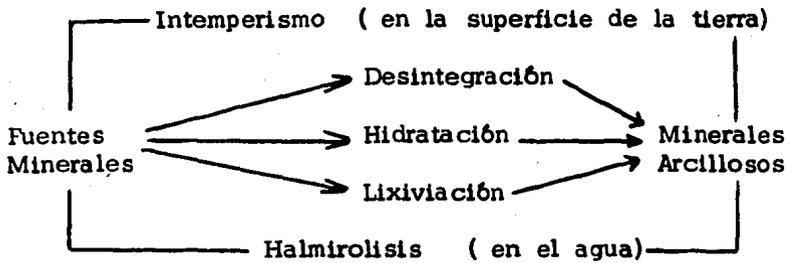
Las sustituciones isomórficas pueden tener lugar en algunos - minerales de arcilla donde la sustitución de átomos - con una valencia más baja que aquellas que reemplazan dan lugar a láminas de mineral en los cuales se localizan deficiencias de carga positiva. - Los iones positivos o cationes son sin embargo, atraídos a estos si tios y son adsorbidos sobre la superficie de las partículas; de aquí que estos iones pueden ser reemplazados por otros bajo ciertas circunstancias, estos iones son llamados cationes intercambiables.

En las moléculas de agua los centros de cargas positivas y -
negativas no coinciden, de aquí que las moléculas se comporten co
mo dipolos.

FORMACION DE LOS MINERALES ARCILLOSOS.

Después de haber analizado a los minerales arcillosos en cu
to a su estructura cristalina, química superficial e interacciones en-
tre las partículas sólidas de los mismos conviene hablar sobre la -
teoría de la formación de estos minerales.

En general puede afirmarse que todos los minerales arcillosos
se forman por la alteración de fuentes minerales preexistentes; si
do el mineral arcilloso así formado un resultado de relaciones com-
plejas entre la fuente mineral y el tipo de proceso de alteración in-
volucrada. Algunos de los factores principales que intervienen en -
los procesos de alteración se muestran en el siguiente esquema:



Como puede observarse, existen dos procesos de alteración que a su vez involucran otros más. Así la alteración que tiene lugar - en la superficie de la tierra se le llama Intemperismo, en tanto que la que ocurre en el fondo del mar o en general en cualquier cuerpo de agua se le llama Halmirolisis. Ahora bien, no importando donde ocurra la alteración, se incluyen procesos de desintegración, oxidación, hidratación y lixiviación.

En general, la desintegración representa un aumento en el área superficial de las fuentes minerales. Esto puede ocurrir por diversos mecanismos por ejemplo ciclos de congelamiento y deshielo, secado y humedecimiento y abrasión, como los que se encuentran en la base

de un glaciar o causados por el transporte de partículas en arroyos. -

La desintegración es fundamental para controlar las relaciones de otros procesos de alteración simplemente porque facilita el efecto del agua - que es el agente por medio del cual se producen todos los cambios - químicos. En este sentido Therzaghi afirmaba que sin el elemento - agua, la Mecánica de Suelos no tendría uso (Woodwars - Clyde and Associates, 1967, p. 19). El mismo concepto es válido en lo que se refiere a la alteración y a la mayoría de los procesos geológicos.

La hidratación involucra las reacciones entre los elementos o - compuestos y el agua, que permiten a los elementos formar nuevas - combinaciones; eventualmente nuevos minerales.

La lixiviación es el proceso por el cual, los elementos hidratados y disueltos quedan eliminados del sistema y por lo tanto no están en disposición para nuevas reacciones en el mismo.

Ahora bien, algunas de las condiciones importantes que dan lugar a los procesos de alteración con las siguientes:

Oxidación - Reducción
Acidez - Alcalinidad
Temperatura

La Oxidación-Reducción, se refiere a la tendencia del elemento en el sistema para que esté en estados de alta valencia o de baja valencia dependiendo fundamentalmente de la disponibilidad de los oxígenos. Por ejemplo, la corriente de agua de un arroyo contiene abundante oxígeno, y los elementos expuestos en el mismo tenderán a estar en un estado de alta valencia. En un depósito de agua estancada donde la abundante materia orgánica consume oxígeno libre, la mayoría de los elementos tienden a estar en un estado de baja valencia.

La Acidez-Alcalinidad se refiere a la concentración de iones de

hidrógeno en la solución; donde la concentración es alta (como en -
el vinagre), la solución es ácida y donde es baja (como en el amo
niaco casero) la solución es alcalina. La solubilidad de muchos -
compuestos se controla directamente a través de condiciones de -
acidez-alcalinidad.

La temperatura controla de manera importante la mayoría de las relaci
ones de reacción. En la mayoría de los casos los sistemas con
los cuales tenemos que ver aquí están relacionados con las temperatu
ras ambientales.

FORMACION DE MINERALES MONTMORILONITICOS.

Aunque todas las arcillas sufren cambios de volumen como resu
puesta a las modificaciones en el medio ambiente producidos por las
actividades de la Ingeniería, la montmorilonita es el mineral de arci
lla que presenta las características de expansión más severas, de -
aquí que los suelos arcillosos con este mineral como componente -

principal, sea uno de los de mayor interés para su estudio en el campo de la Ingeniería.

Las condiciones para la formación de la Montmorilonita se resumen en la fig. 8 .

Aunque todos los procesos de alteración que se mencionan son aplicables a la formación de la montmorilonita, la lixiviación es quizá el proceso más crítico ya que, en general produce la remoción de iones durante el período de alteración y como la montmorilonita necesita cationes de magnesio, calcio, sodio y fierro para su formación, si estos elementos se remueven, el mineral montmorilonítico no se puede formar.

Así, las condiciones en las cuales la montmorilonita puede ocurrir, requiere que la lixiviación sea restringida para que estos iones puedan acumularse en el sistema, esto trae como consecuen-

cia un efecto secundario que facilita la formación de la montmorilonita debido a que se produce alcalinidad local. A su vez esta alcalinidad es importante porque controla en gran medida la solubilidad de los compuestos de silicio. En alcalinidades moderadas el silicio es relativamente más soluble que el aluminio y el resultado principal - de la alteración de la mayoría de las fuentes minerales a montmorilonita es un decremento en la cantidad de silicio.

Los principales minerales para la formación de la montmorilonita son los minerales ferro-magnesianos, feldespatos cálcicos, vidrios volcánicos y cualquier silicato de aluminio con cationes apropiados, particularmente los muy poco cristalinos.

Con este contexto puede afirmarse que la formación de los minerales montmoriloniticos se ve favorecida por un medio ambiente alcalino, por la presencia de iones de magnesio y por la escasez de

| | |
|----------------------------|---|
| Desintegración | - Extrema |
| Hidratación | - Fuerte |
| Lixiviación | - Restringida (Mg, Ca, y Fe retenido en el sistema) |
| Oxidación-Reducción | - Variable |
| Acidez-Alcalinidad | - Alcalino |

Minerales de Origen: Amplio rango de minerales silicatos - de Aluminio, incluyendo otros minerales de arcilla. Silicatos en disposición de reaccionar tales como vidrios volcánicos que son particularmente favorables.

Figura 8 . Condiciones para la formación de Montmorilonita

filtraciones. Tales condiciones se presentan en regiones semi-áridas en donde se tienen bajas precipitaciones o lluvias moderadas de temporada, particularmente donde la evaporación excede la precipitación (Keller, 1957, p. 65). Bajo estas condiciones se dispone de suficiente agua para que la alteración tenga lugar pero los cationes acumulados que dan lugar al mineral en estudio no se remueven por la presencia de la misma.

Resumiendo lo anterior puede decirse que la montmorilonita se origina de las rocas, principalmente por la alteración de cenizas volcánicas cristalinas depositadas ya sea en océanos o en el fondo de los lagos, aunque también los procesos de formación de suelos antes mencionados, pueden crear este mineral bajo condiciones climáticas específicas en la superficie de la tierra.

ALGUNAS CAUSAS HASTA AHORA ESTUDIADAS QUE PUEDEN EXPLICAR EL FENOMENO DE EXPANSION.

Aún cuando de los datos de que se disponen se puede deducir que en las illitas y caolinitas pueden ocurrir presiones de expansión y expansiones significativas cuando este tipo de minerales están finamente subdivididos, por ejemplo, en partículas cuyas dimensiones sean varios cientos de veces menor que un micrón; la mayoría de los problemas de suelos expansivos se encuentran en materiales que contienen montmorilonita. Debido a esto han sido más estudiadas las montmorilonitas en relación a la expansión que los otros minerales y nuevos descubrimientos han sido proporcionados recientemente sobre las relaciones entre la estructura de la montmorilonita y la expansión y sobre las influencias de la solución intercapas sobre la expansión.

Se han realizado significativos avances en el conocimiento de los aspectos mineralógicos de las arcillas expansivas, especialmente

la importancia de la dimensión-b en la montmorilonita y la influencia de los hidróxidos intercapas.

Como ya se ha expresado en párrafos anteriores este mineral - se compone de dos poliedros básicos, el tetraedro de silicio y el octaedro de aluminio. Estos poliedros se unen compartiendo iones de oxígeno para formar una capa de forma plana de un espesor aproximado de 10\AA dentro de la cual una lámina de octaedros de aluminio quedan aprisionados entre 2 láminas de tetraedros de silicio, (fig. 6). Sin embargo una lámina tetraedral no aprisionada es más grande que una lámina octaedral no aprisionada. En consecuencia la interconexión necesita un ajuste en sus dimensiones relativas. Este ajuste se realiza por medio de la rotación alternada, positiva y negativa de los tetraedros de silicio alrededor de sus ejes verticales. El resultado es que los oxígenos basales de los tetraedros de silicio, que componen la superficie de la capa, tienen la simetría ditrigonal,

mostrada en la figura 9. También en ella se puede observar la -
dimensión-b de la celda unitaria. La celda unitaria es la estructu-
ra unitaria más pequeña que se puede repetir en el espacio para for-
mar el cristal.

Durante o después de la formación de la capa de montmoriloni
ta hay una sustitución de iones de aluminio por iones de silicio en
algunos de los tetraedros y una sustitución de iones de magnesio o
de fierro por iones de aluminio en algunos de los octaedros. Como
los iones de aluminio tienen una carga más pequeña que los iones -
de silicio y como los iones de magnesio tienen una carga positiva -
más pequeña que los iones de aluminio, estas sustituciones produ-
cen una carga neta negativa en la capa originalmente neutra. Esta
carga se balancea por la absorción de cationes intercambiables entre
las superficies de capas adyacentes. Diversas capas superpuestas
con cationes intermedios intercambiables constituyen el cristal de la
montmorilonita.

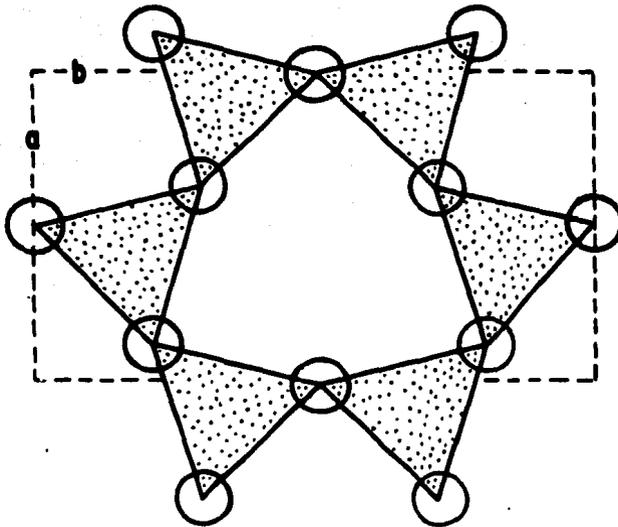


Fig. 9 - Simetría ditrigonal que tienen los oxígenos basales de los tetraedros de silicio que componen la superficie de la capa de montmorilonita. (○ - iones de oxígeno.)

La sustitución isomorfa, es decir la sustitución iónica dentro de las capas del cristal tienen otro efecto. Como los iones presentes inicialmente tienen un tamaño diferente de aquellos que los sustituyen, esta sustitución produce un cambio en las dimensiones de los poliedros involucrados y por lo tanto tiende a cambiar las dimensiones relativas de las láminas tetraedrales y octaédrales. Para que permanezcan interconectadas se necesita un ajuste adicional. Este ajuste se realiza, como en el caso anterior, por la rotación alternada, positiva y negativa, de los tetraedros de silicio en las láminas tetraedrales.

Radoslovich, Radoslovich y Norrish han determinado relaciones empíricas para b_{tetra} , que es la dimensión- b de la lámina tetraedral no aprisionada, y para b_{obs} , que es la dimensión- b del mineral de montmorillonita seca. Estas son:

$$b \text{ tetra} = (9.051 + 0.254 \text{ Al}_{\text{IV}}^{3+}) \text{ \AA} \quad (1)$$

$$b \text{ obs} = (8.944 + 0.096 \text{ Mg}_{\text{VI}}^{2+} + 0.096 \text{ Fe}_{\text{VI}}^{3+} + 0.037 \text{ Al}_{\text{IV}}^{3+}) \pm 0.012 \text{ \AA} \quad (2)$$

Donde $\text{Mg}_{\text{VI}}^{2+}$ y $\text{Fe}_{\text{VI}}^{3+}$ son los números de iones de magnesio y fierro respectivamente, que sustituyen a los iones de aluminio en arreglos octaedrales y $\text{Al}_{\text{IV}}^{3+}$ es el número de iones de aluminio que sustituyen a los iones de silicio en arreglos tetraedrales por celda unitaria. La ecuación (1) da los valores que son comprobables a los calculados a partir de una ecuación similar reportada por Bailey. El ángulo α , a través del cual los tetraedros de silicio deben rotar para interconectar las láminas tetraedrales y octaedrales se calcula con la siguiente ecuación:

$$\text{Cos } \alpha = \frac{b \text{ obs}}{b \text{ tetra}} \quad (3)$$

Ecuación que ha sido discutida por Brindley y Mac Ewan, Radoslovich y Norrish y Bailey. Por lo tanto la composición de la montmorillonita afecta no sólo su capacidad de intercambio sino también las dimensiones de su

celda unitaria y la configuración de sus oxígenos de la superficie. Al respecto ha sido reconocido desde hace varios años que la carga reticular tiene un profundo efecto sobre la expansión como se ilustra en los resultados expuestos por Brindley y Mac Ewan en 1953 (tabla III), en los que se puede observar que la expansión es mayor para deficiencias de cargas cercanas a la unidad por celda unitaria.

La presión de expansión observada de la montmorillonita es la diferencia entre las fuerzas de atracción y repulsión que operan entre las capas por unidad de área. Estas fuerzas han sido revisadas por Low. Para distancias pequeñas entre las capas predominan 2 fuerzas de atracción, estas son las fuerzas electrostáticas que ocurren entre las superficies cargadas negativamente y los cationes intercambiables que intervienen y las fuerzas London - Van Der Waals. La magnitud de las primeras depende de la densidad de carga de la superficie que resulta de la sustitución isomorfa, por lo tanto depende de la composición del mi-

TABLA III

INFLUENCIA DE LA CARGA RETICULAR SOBRE LA EXPANSION:
(BRINDLEY Y MAC EWAN, 1953.)

| MINERAL | CARGA NEGATIVA POR CELDA UNITARIA | TENDENCIA A LA EXPANSION |
|------------------------|-----------------------------------|---|
| Margarita | 4 | Ninguna |
| Muscovita | | |
| Biotita | 2 | Sólo con un <u>enérgico</u> tratamiento |
| Paragonita | | químico en todos los casos. |
| Mica Hidratada e Ilita | 1.2 | |
| Vermiculita | 1.4 - 0.9 | Expansivo |
| Montomorilonita | | |
| Beidellita | 1.0 - 0.6 | Muy expansivo |
| Montronita | | |
| Hectorita | | |
| Piropilita | 0 | Ninguna |

neral. La magnitud de la última es casi independiente de la composición. Esta dada por:

$$F_a = \frac{A}{D^3}$$

donde F_a es la fuerza en dinas/cm², D es la distancia entre las capas y A es una constante que tiene un valor cercano a 10^{-2} Erg. Para distancias mayores entre las capas sólo actúa la fuerza de atracción Van Der Waals. Cuando la distancia entre las capas excede alrededor de 100Å la ecuación Van Der Waals es:

$$F_a = \frac{B}{D^4}$$

Donde D es una constante que tiene un valor cercano a los 10^{-19} Erg-cm.

La fuerza repulsiva ha sido considerada generalmente que es osmótica en la naturaleza. Se supone que, cuando la montmorillonita se pone en contacto con agua, el agua entra entre las capas

inicialmente porque su energía se reduce por la hidratación de los cationes y de las capas superficiales. Entonces se forma una solución altamente concentrada de cationes intercambiables. Los cationes intercambiables sufren un movimiento termal como lo hacen los cationes en cualquier solución electrolítica. Aún así su libertad se restringe por el campo eléctrico de las superficies cargadas negativamente. Esta restricción eléctrica es tan efectiva como una membrana semipermeable para prevenir su escape de la zona entre las capas. En consecuencia, la solución entre las capas tiene una concentración más alta de electrolitos disueltos que la solución externa y la entrada subsecuente de agua es por ósmosis. - Por lo tanto la presión repulsiva resultante se supone que es una presión osmótica.

La teoría de la doble capa ha sido discutida ampliamente por Vervey y Overbeek y su aplicación a las arcillas la ha descrito al

detalle Van Olphen. En ella se supone, que la capa de arcilla o partícula es plana, placa de condensador cargada y los iones se suponen que son cargas puntuales que no interactúan. De aquí que sea posible usar la ecuación de Poisson de la teoría electrostática. Combinando la ecuación de Poisson con la ecuación de Boltzmann - de la presión osmótica se obtiene la ecuación de Poisson - Boltzmann que es la ecuación diferencial básica de la teoría de la doble capa. El resultado típico de la integración de la ecuación - Poisson-Boltzmann está dada en la figura 10, en la cual la densidad de carga superficial se determinó dividiendo la capacidad de intercambio catiónico entre el área de la superficie. En esta figura se observa que la presión repulsiva calculada se incrementa rápidamente cuando la distancia media entre las partículas decrece. Chen-Warrentin and Bolt observaron que las curvas experimentales de presión de expansión contra distancia media intercapas para -

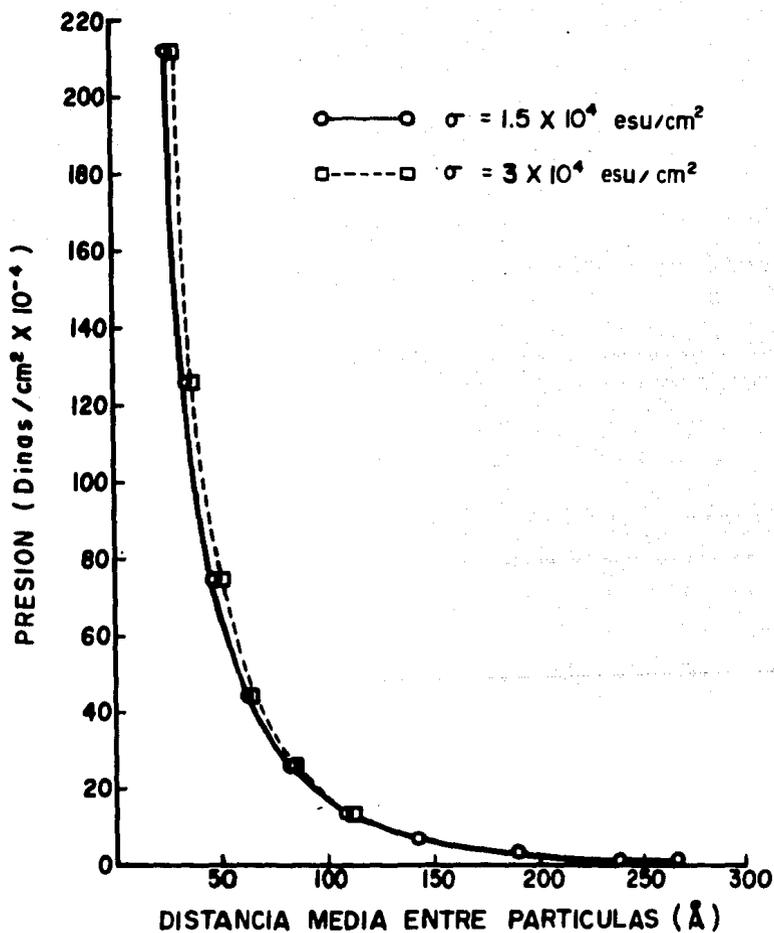


Fig. 10 - Presión repulsiva calculada a diferentes distancias medias entre partículas adyacentes de Montmorilonita (capas) para dos valores de la densidad de carga superficial (σ)

montmorillonitas Na tiene la misma forma que la figura 10. La relación básica entre el peso volumétrico seco y la presión de expansión desarrollada por F.H. Chen, Fig. 11, también asume el mismo patrón.

En los últimos años Davitz y Low, y Ravina y Low, han estudiado la relación entre la expansión y la configuración superficial de las montmorillonitas sódicas. Estos estudios fueron propiciados por las siguientes causas:

- La falla de los conceptos de expansión de la teoría de la doble capa u osmótica que explicó Margaret Foster, quien mostró que la expansión no se relaciona de una manera consistente a la capacidad de intercambio cationico, pero que ello depende de la sustitución de estructuras octaédricas por dioctaédricas, de tal forma que un incremento de la sustitución octaédrica causa menor disociación catiónica y por lo tanto menor expansión.

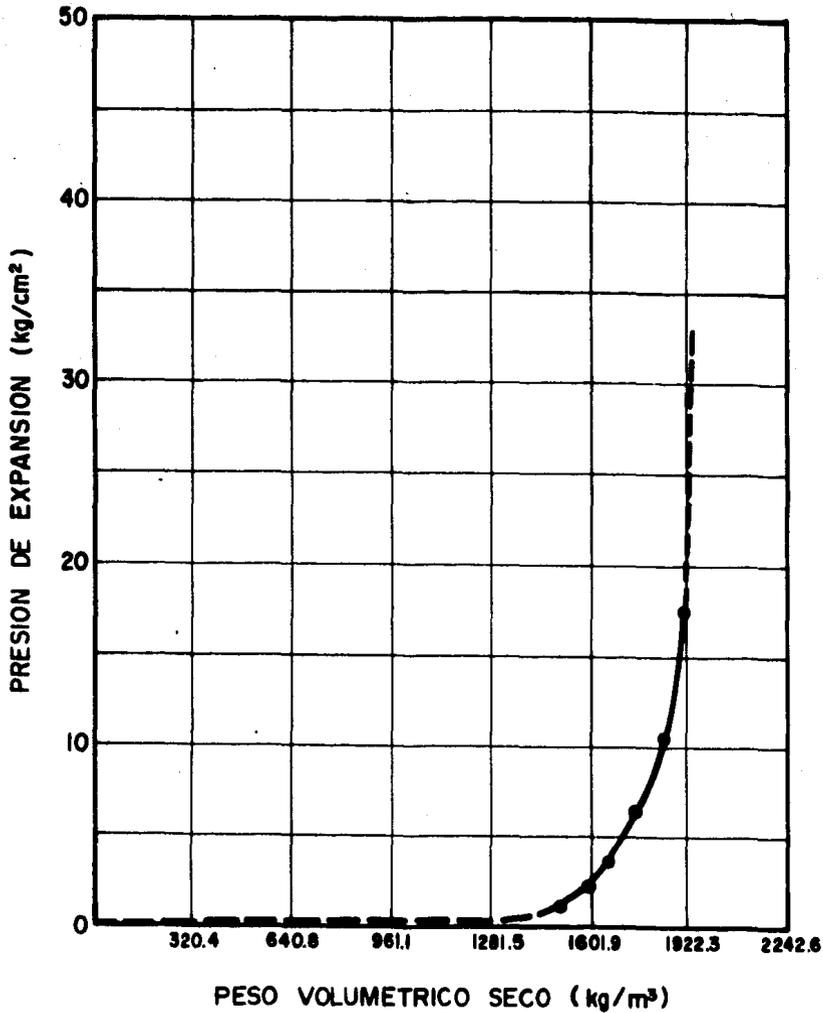


Fig. II- Efecto de la variación del peso volumétrico seco sobre la presión de expansión para muestras con contenido de humedad constante. (Según Chen - 1975)

- La posibilidad de que estos resultados pudieran ser atribuibles a diferencias en la energía potencial del agua intercapas.

- El concepto de que el cambio estructural en el agua afectará su energía potencial.

- El concepto de que las moléculas de agua son hidrógenos ligados unos con otros y a los oxígenos de la superficie del mineral con el resultado de que la estructura del agua se cambia para conformar la de la superficie. La figura 12 señala algunos de estos resultados.

En la figura mencionada, la relación representada por puntos llenos se obtuvo graficando los valores de expansión libre medidos por Foster contra dimensión-b que fueron calculados por medio de la ecuación (2) de las respectivas fórmulas minerales que ella reportó. La relación representada por línea punteada se obtuvo grafican

do los valores de expansión libre medidos por Davitz and Low contra dimensiones b que fueron medidos sobre las montmorilonitas secas por medio de difracción de rayos X por Ravina y Low. Notese que ambas relaciones son líneas rectas. La discrepancia entre ellas es atribuible a diferencias en la forma en que fué medida la expansión libre y a un error constante de aproximadamente 0.05 \AA en la medición de la dimensión- b debido a pequeños desalineamientos del difractor de Rayos X.

Estos resultados fueron confirmados por J. Margheim. Este investigador encontró que, a presiones aplicadas de 0, 1, 3 y 5 atmósferas, el contenido de agua de montmorilonitas - Na en equilibrio - con agua pura estaba relacionada a su dimensión- b en el estado seco por líneas rectas, que las pendientes de estas líneas decrece en magnitud con el incremento de la presión, y que todas ellas intersecan el eje de la dimensión- b en un punto en común. De aquí que -

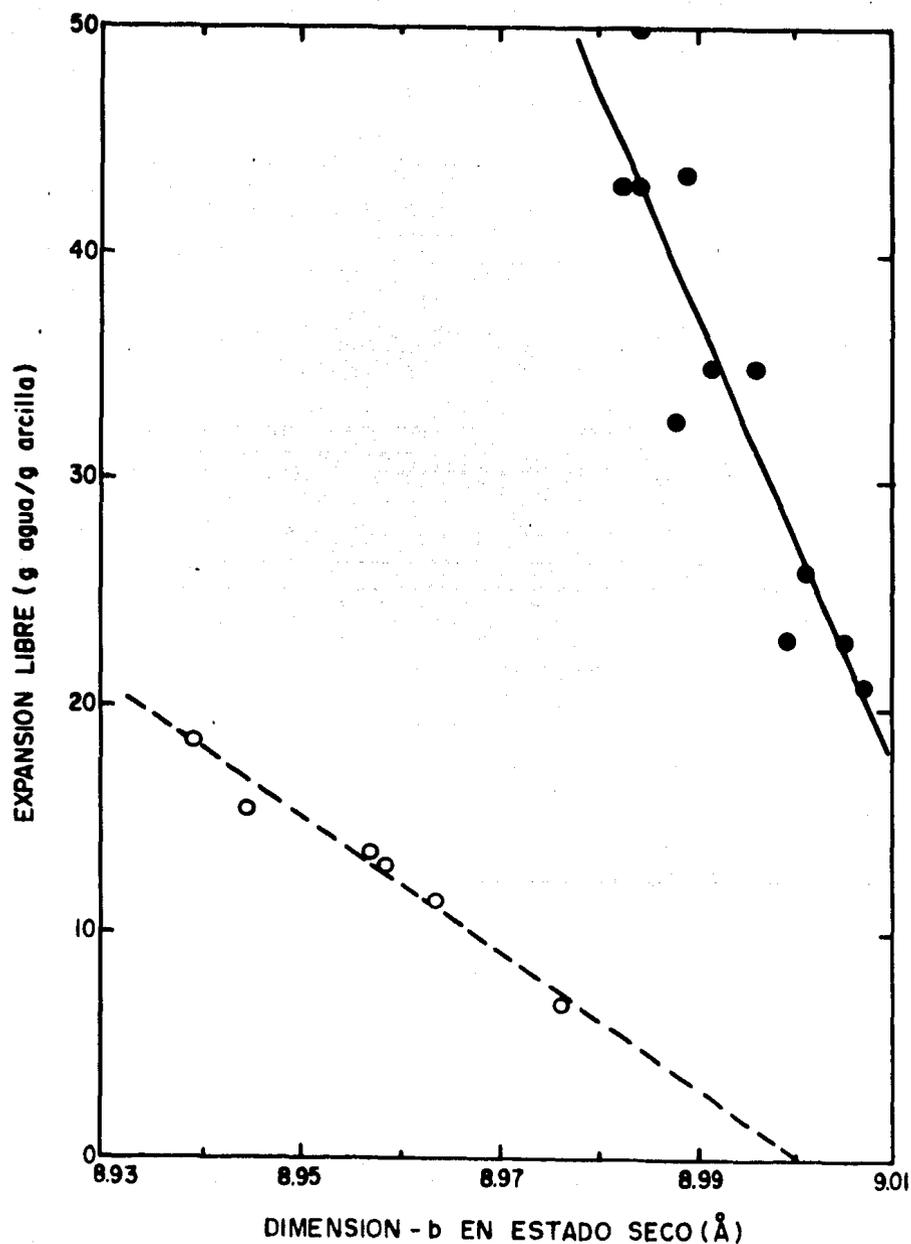


Fig. 12-Relación entre expansión libre y dimensión -b en estado seco para Montmorilonitas Na, saturadas. ●, determinada de los datos de Foster; ○, determinada de los datos de Davitz y Low y Ravina y Low.

pueda suponerse que la relación lineal entre la expansión y la dimensión-b en estado seco sea válida.

Se ha llamado la atención al hecho de que la dimensión-b es un índice de la geometría de la superficie mineral. No sólo es una de las dimensiones de la celda unitaria en el plano de la capa, sino que indica el arreglo de los oxígenos en la superficie de la misma. Esto es porque las sustituciones isomorfas en sitios tetraedrales está limitada en las montmorilonitas, de aquí que b tetra, sufra pequeñas variaciones y α dependa fundamentalmente de la dimensión-b observada; es decir de b obs. Por lo tanto, la expansión está relacionada a la geometría de la superficie mineral.

Resultados adicionales de Ravina y Low se presentan en la figura 13. Los datos de esta figura indican lo siguiente:

- La dimensión-b de cada una de las montmorilonitas cambian -

continuamente con el contenido de agua hasta que se alcanza una dimensión-b final.

- La dimensión-b se alcanza para diferentes contenidos de agua para cada una de las montmorilonitas.
- La dimensión-b final es la misma para todas las montmorilonitas.
- La dimensión-b final tiene el mismo valor que la intersección de la línea recta punteada con la abscisa en el figura 12.

Sin embargo, aunque no se pueda deducir de los datos presentados aquí, otro resultado importante es que los contenidos de agua de las diferentes montmorilonitas que se encuentran a su máxima expansión libre son los mismos que aquellos para los cuales estas montmorilonitas alcanzan su dimensión-b final. Ahora, los resultados de la figura 13 deberfan considerarse como tentativos ya que

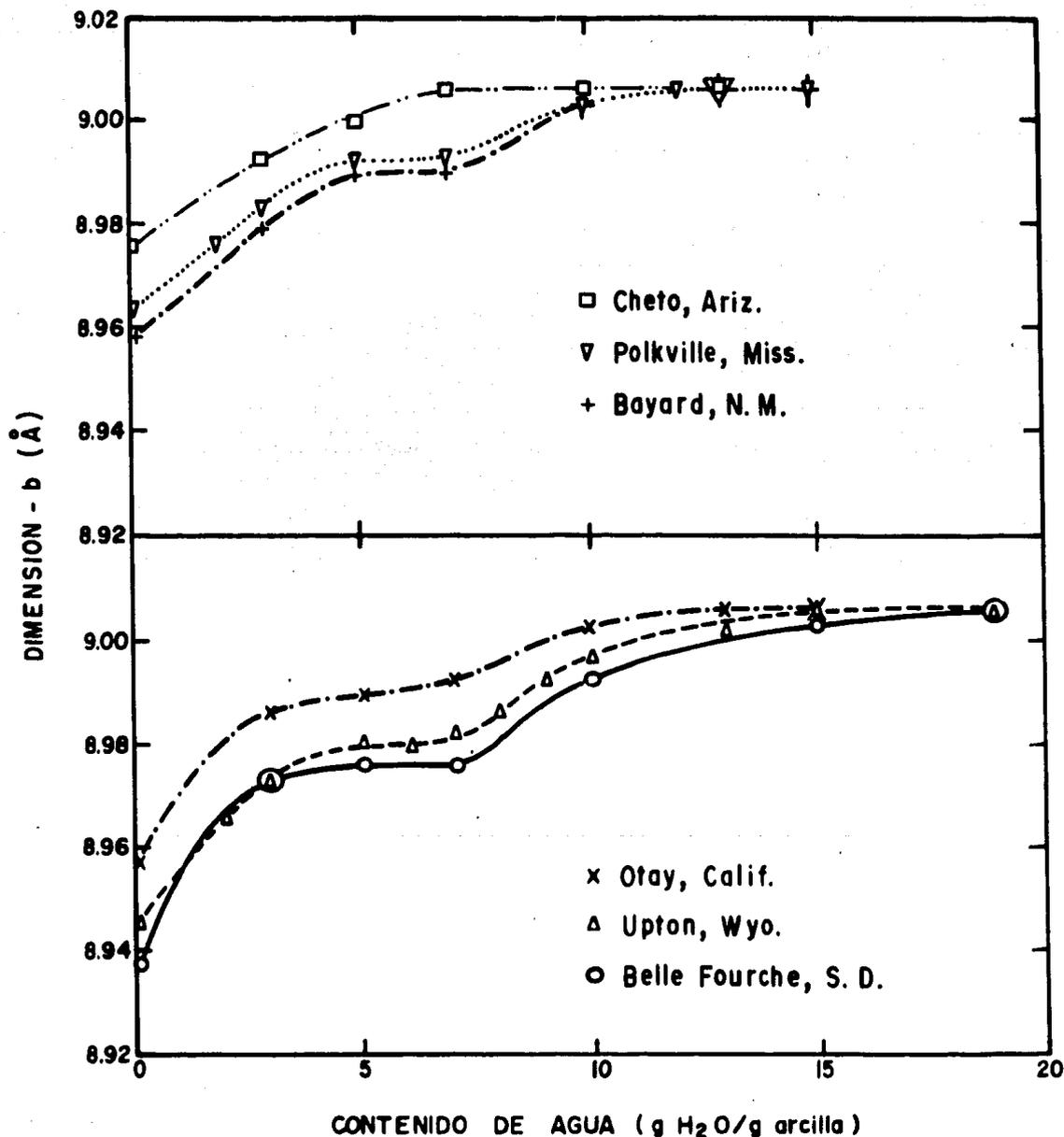


Fig. 13-Relación entre la dimensión - b y el contenido de agua de seis Montmorilonitas Na, saturadas, determinada por Ravina y Low.

trabajos similares han sugerido que los cambios reportados en la di mensión-b pueden ser muy grandes y la dimensión-b de las arcillas expandidas son difíciles de medir con precisión. Sin embargo, se observa que las montmorillonitas Na se expanden hasta que ellas alcancen una misma dimensión-b final. Curiosamente cuando cada una de las arcillas fué expandida totalmente, la dimensión-b fué de 9.0 Å, lo cual sugiere que para este valor la expansión debería de ser cero. Otro resultado interesante que puede observarse en la fig. 13, es que cuando el contenido de agua de una montmorillonita dada se incrementa, la dimensión-b también se incrementa. En otras palabras, la presencia del agua evidentemente influencia en la configuración reticular en un grado suficiente para causar un cam bio en la dimensión-b.

Un incremento en la dimensión-b requiere que α sea más pequeña de acuerdo con la ecuación (3). Y cuando α es muy

pequeña, el arreglo de los oxígenos de la superficie cambia de trigonal a hexagonal regular, fig. 14.

Como un cristal ionico no puede cambiar sus dimensiones o configuración sin generar o perder energía, se puede suponer que el cambio en la dimensión-b es acompañado por un cambio en la energía del cristal de la montmorilonita. Más aún, si la configuración de la estructura del agua cambia en la misma medida, su energía puede también sufrir un cambio. La relación entre la expansión libre y la dimensión-b observada, sugiere las siguientes hipótesis:

Las estructuras del agua intercapas y la de la montmorilonita se semeja, es decir, ocurre epistaxis, debido a las ligas de hidrógeno que existen entre ellas. En la medida en que el agua intercapas incrementa en espesor, su estructura tiende a asumir una configuración primordial y la estructura de la montmorilonita se ajusta en concordancia. Este ajuste continúa hasta que el agua alcanza su -

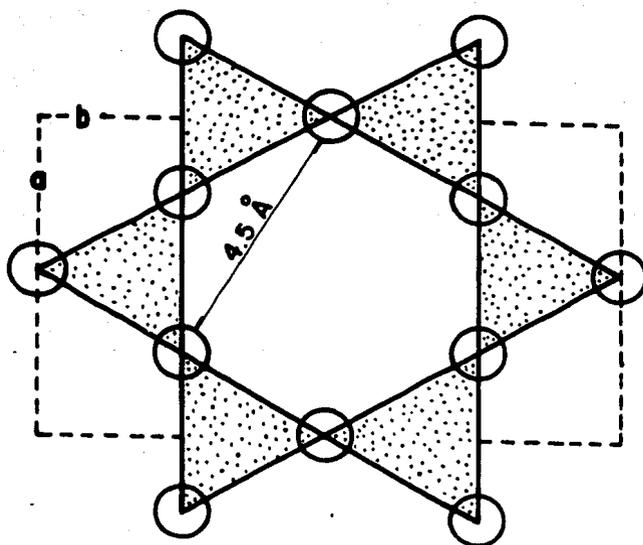


Fig. 14-Diagrama que muestra la simetría regular hexagonal de la montmorilonita (○ - iones de oxígeno)

configuración primordial o alternativamente, la estructura de la montmorilonita cede en la medida en que las fuerzas que actúan sobre ella disminuyen por la inclusión del agua y la estructura de la misma cambia en forma semejante. Esta relajación continúa hasta que la estructura del agua resiste esfuerzos mayores. En cualquiera de los casos, la dimensión-b se incrementa en la misma medida que el agua intercapas se incrementa en espesor y su valor final es gobernado por el agua. De aquí que sea la misma para cualquier montmorilonita expandida a su máximo.

Los ajustes mutuos de las estructuras de las montmorilonitas y el agua, a los cuales acompañan la absorción de agua, necesariamente causa un cambio en su energía estructural. El cambio neto en la energía se presume que es negativa. Sin embargo, el agua es absorbida espontáneamente. La absorción de agua (expansión)

se detiene, cuando ya no pueden ocurrir otros ajustes estructurales, es decir, cuando la dimensión-b alcanza su valor final. Por lo tanto, la expansión está relacionada a el cambio en la dimensión-b.

INFLUENCIA DE LOS HIDROXIDOS INTERCAPAS.

Se da generalmente el caso que la plasticidad y la expansión de suelos expansivos son menores que las que se predecirían conociendo el porcentaje de los minerales de arcilla expansiva en el suelo y sus correspondientes propiedades de pureza. Es decir el porcentaje de minerales de arcilla es probablemente más representativo que el porcentaje de partículas menores de 2 micras como se muestra en la fig. 15 de Lambe y Martín.

Los investigadores de suelos y mineralogistas de arcilla han

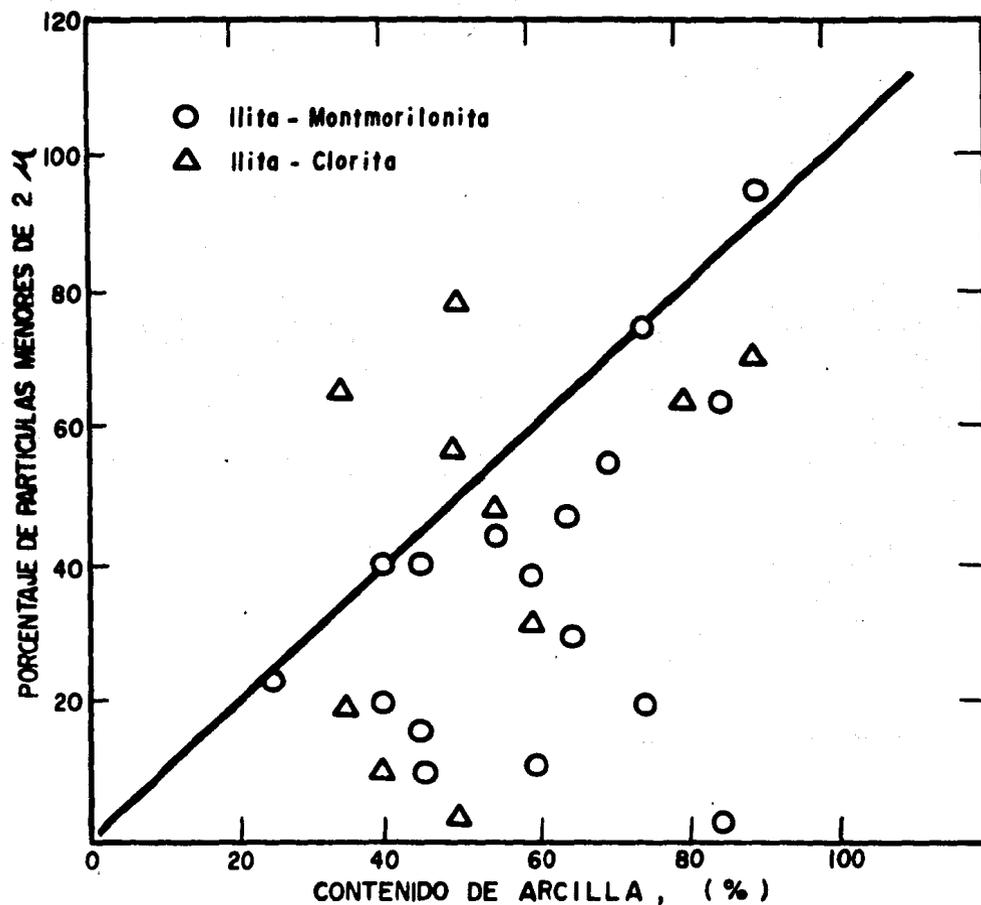


Fig.15 - Relación entre el contenido de arcilla y el porcentaje de partículas menores de 2 μ para diferentes suelos. (Según Lambe y Martin-1967)

puesto desde hace varios años atención directa en los efectos químicos y físicos de la formación de cationes de los hidróxidos intercapas (Fe-OH, Al-OH, Mg-OH) en arcillas expansivas. Rich (1968) ha resumido información referente a la ocurrencia, formación y propiedades de intercapas en la montmorilonita y vermiculita.

Algunos aspectos de la acción intercapas que parecen pertinentes para un conocimiento de los suelos expansivos son los siguientes:

- 1.- La estabilidad intercapas requiere el mantenimiento de una carga positiva intercapas.
- 2.- Las condiciones óptimas para la formación del fenómeno intercapas parecen ser:
 - a) Un reemplazo de iones de Al
 - b) PH ácido moderado (\sim 5).
 - c) Bajo contenido de materia orgánica.
 - d) Ciclos frecuentes de humedecimiento y secado.

- 3.- En tanto el hidróxido de Al es el principal material intercapas en suelos ácidos, el hidróxido de Fe intercapas también puede presentarse.
- 4.- La información sobre la formación intercapas en suelos alcalinos es limitada, sin embargo, $Mg(OH)_2$ es probablemente el principal componente.
- 5.- En suelos, el grado de la acción intercapas es generalmente pequeña (10-20%), pero esto es suficiente para establecer el espacio basal de la montmorilonita y la vermiculita en 14 \AA .
- 6.- La capacidad de intercambio catiónico, puede reducirse grandemente por la formación de intercapas.
- 7.- La remoción del material intercapas puede incrementar la expansión.

Kidder and Reed (1972) reportaron los resultados de un estudio que ilustra algunos de los efectos de la acción intercapas sobre la expansión. Estos investigadores, formaron soluciones artificiales intercapas en fracciones finas y gruesas de dos bentonitas por reacción de $Al_2(SO_4)_3$ y Na (OH), en suspensiones de arcilla diluida; así mismo se usaron concentraciones de Al superiores a los 16m.eq/g de arcilla. Las soluciones intercapas se formaron en todos los niveles de tratamiento, y en el más alto nivel la capacidad de intercambio catiónico se redujo a cero. Con el incremento del tratamiento, la expansión se redujo, sin ninguna expansión macroscópica que persistiera en la muestra cuando se alcanzó el más alto nivel de tratamiento. Aún para los más bajos niveles de tratamiento y con la mitad de la capacidad de intercambio cationico persistiendo, la expansión se redujo considerablemente:

(20-85% en la más baja proporción Al: arcilla, de 2m.eq Al/g arcilla).

Esto sugiere que zonas aisladas de material intercapas distribuidas - aleatoriamente ligaron capas adyacentes.

Por otra parte, las muestras tratadas y sin tratar, fueron lavadas con citrato de sodio caliente para remover el material intercapas. El resultado fué que estas muestras exhibieron los mayores valores de expansión aún mayores que las muestras originales sin tratar.

Kidder and Reed (1972) encontraron también que la fracción fina (< 0.2 micras) de las bentonitas sin tratar se expandían más que la fracción granular (0.2-2.0 micras) aún cuando la capacidad de intercambio catiónico (y probablemente, también las fuerzas repulsi--vas osmóticas) fueran la misma. Sin embargo, después del tratamiento con el citrato de sodio la expansión de la fracción gruesa se incre

mentó hasta valores cercanos a los de la fracción fina. Esto sirvió como otra evidencia de que pequeñas cantidades de material - intercapas puede tener un marcado efecto sobre la expansión.

Kidder and Reed no indicaron si el tamaño de la fracción gruesa se redujo o no como resultado del tratamiento con el citrato de sodio.

El Rayah y Rowell (1973), realizaron experimentos que muestran la importancia de la distribución de fierro libre y de los hidróxidos de aluminio en la expansión de las montmorillonitas. Se encontró, fig. 16, que la expansión se reduce para cualquier contenido electrolítico (NaCl), como resultado del tratamiento con los hidróxidos y también que, la concentración de sal en la cual ocurre dispersión, disminuye.

El Rayah y Rowell (1973) coincidieron con Kidder y Reed (1972)

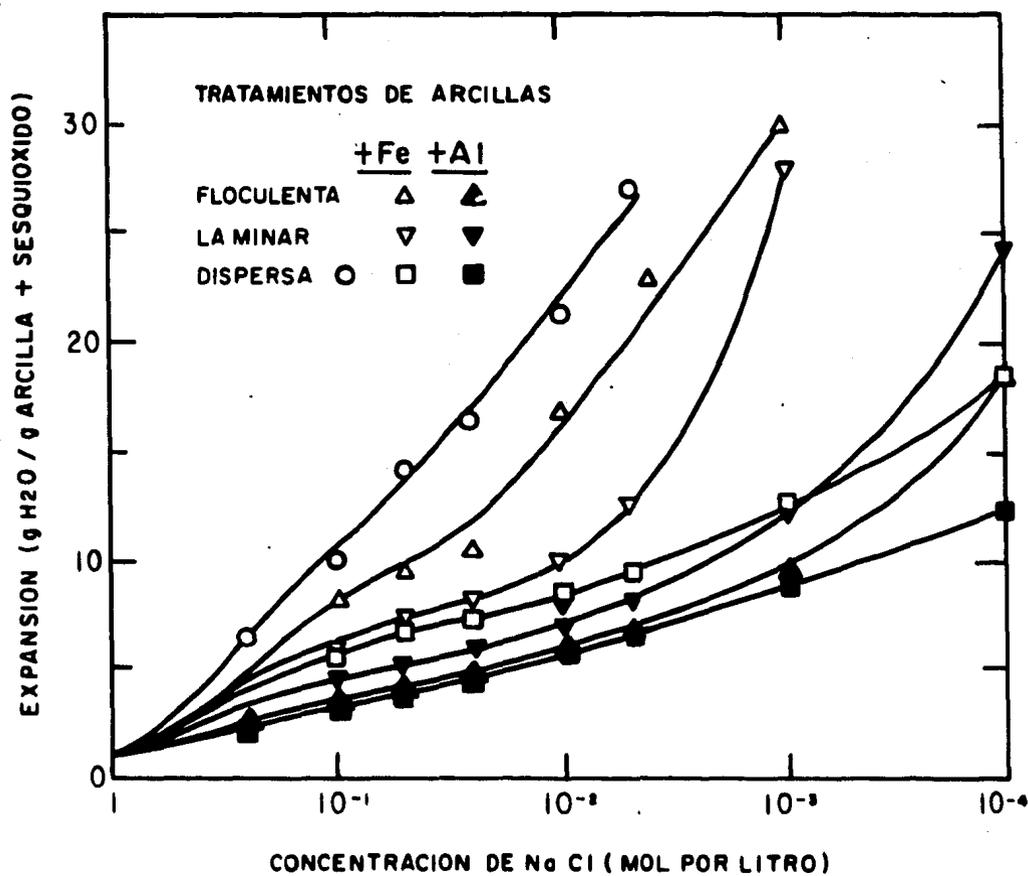


Fig. 16 - Expansión de la Montmorilonita en soluciones de Na Cl

(Según El-Rayah y Rowell, 1973)

postulando que pequeñas zonas aisladas intercapas de hidróxidos -
pueden ligar efectivamente láminas de silicatos.

Estos resultados sugieren que la disposición de los hidróxidos
alrededor de las laminillas, reducen la expansión para cuando se tie-
nen concentraciones electrolíticas altas. Bajo condiciones de altas
presiones de expansión como sucede en las más bajas concentracio-
nes electrolíticas, esta película se puede romper y permitir que los
agregados se separen.

Los datos reportados por Barshad (1973), muestran que la remo-
ción de silicio libre (amorfo) da como resultado un incremento en -
la expansión libre de varias montmorillonitas sódicas, como se obser-
va en la Tabla IV .

Evidentemente el silicio actúa como un agente que liga, previ-
niendo la expansión, ya sea porque envuelve a los agregados o por

TABLA IV

EFECTO DE LA REMOCION DEL SILICE SOBRE LA EXPANSION LIBRE

(DATOS DE BARSHAD 1973)

| Expansión-gm agua/gm arcilla | | |
|------------------------------|--|---|
| Muestra | Arcilla sódica saturada sin - tratamiento. | Remoción de SiO ₂ - puro por ebullición en 0.5 N NaOH. |
| Utah antes del secado | 5.58 | 7.75 |
| Nº 4 antes del secado | 10.63 | 11.88 |
| Nº 4 después del secado | 11.70 | 15.32 |
| Nº 6 antes del secado | 6.44 | 12.45 |
| Nº 6 después del secado | 6.72 | 16.84 |
| Nº 2 antes del secado | 7.86 | 7.79 |
| Sm. Miss. antes del secado | 8.67 | 8.01 |

Las arcillas que ocurren naturalmente no contienen SiO₂ puro.

la acción intercapas.

Como puede derivarse de lo antes expuesto, el avance en los estudios del conocimiento de la acción intercapas de los hidróxidos y los efectos de materiales tales como el silicio puro en los materiales expansivos, puede permitir en el futuro perfeccionar las técnicas para la estabilización de suelos. Uno de los mayores problemas a resolver en este sentido sería, encontrar los procedimientos adecuados para introducir dentro de una masa de suelo expansivo elementos químicos para su tratamiento.

Otros de los aspectos importantes que han sido estudiados para explicar el fenómeno de la expansión es la llamada expansión osmótica.

Osmosis es el paso de un solvente a través de una membrana semi-permeable de una solución de menor concentración a una de ma

por concentración y la presión osmótica es la presión que se debe aplicar a la solución para evitar el flujo del solvente que trata de diluir la solución. Esta presión puede ser evaluada por la ecuación de Van't Hoff como sigue:

$$P_o = RT (C_1 - C_2)$$

Donde:

- P_o = Presión osmótica
- R = Constante del gas (constante de Boltzmann)
- T = Temperatura absoluta
- C₁ = Concentración de cualquier especie ionica (en iones/cm³)
- C₂ = Concentración ionica de las especies ionicas de la solución externa (en iones/cm³)

Es bien reconocido que la presión osmótica puede tener lugar en el sistema suelo-agua. Suponiendo que el sistema de la doble capa existe en las retículas de los minerales, la concentración de iones que tiene lugar por la fuerza de atracción, impide que

los iones se escapan de la doble capa. Sin embargo, el agua puede penetrar y diluir la concentración y consecuentemente se obtiene el efecto de una membrana semi-permeable.

La mayoría de los experimentos y análisis teóricos de la expansión osmótica, se han realizado usando una especie de cationes aislados, por ejemplo arcillas sódicas homoiónicas o una arcilla cálcica homoiónica. En los últimos años se hicieron importantes investigaciones que sugirieron que la presión osmótica tiene lugar en el sistema agua-suelo y es responsable del mecanismo de expansión. G.H. Bolt a principios de 1956 concluyó que la expansión, tanto de arcillas montmoriloníticas como ilíticas, es causada por el exceso de presión osmótica en la capa de los iones adsorbidos.

Bolt enunció que la presión osmótica del sistema puede alcanzar un valor comprendido entre 53.80 y 107 kg/cm². De aquí - que no es sorprendente que la presión de expansión de las arcillas,

algunas veces alcancen valores mayores de 26.75 Kg/cm^2 -

(25 ton/pie²).

Basado en la teoría de que la presión osmótica es la única -
presión interna que actúa entre las partículas, si el suelo está -
sujeto a presiones externas, la distancia entre las partículas dis-
minuirá y el agua será expulsada. Como resultado, la concentra-
ción de iones entre las partículas aumenta y la presión osmótica -
actuante en ese momento también aumenta. Finalmente se alcanza
un equilibrio cuando la presión osmótica iguala a la presión exter-
na. El proceso inverso involucra el decremento de la presión ex-
terna y la succión de líquido por presión osmótica entre las partí-
culas para diluir la concentración de iones. La distancia entre las
partículas se incrementaría, resultando un incremento de volumen y
una reducción de la presión osmótica.

Este proceso continúa hasta que se establece un nuevo equi-

librio. La absorción del agua es la más importante causa de la expansión.

En este capítulo se han abordado algunas de las teorías desarrolladas para el conocimiento general de los aspectos mineralógicos y físico-químicos de la expansión de arcillas. Sin embargo, - los factores físico-químicos y mineralógicos sólo pueden ser adecuados para explicar la expansión de algunos sistemas especiales arcilla-agua-electrolito, ya que en la mayoría de los suelos expansivos que ocurren naturalmente, deben tomarse en consideración los factores mecánicos.

Por factores mecánicos se entienden aspectos tales como forma de las partículas, ordenamientos (textura), historia de esfuerzos, y las condiciones bajo las cuales la expansión se desarrolla.

Recientemente se sugirió que el tamaño de las partículas puede ser el factor más significativo que influencia en el comportamiento de la expansión. Para un tipo de mineral dado, esto es probablemente cierto como se demostró ampliamente por datos confiables. Sin embargo, en un sentido más fundamental, la composición mineralógica, incluyendo detalles de cristalinidad, los hidróxidos intercapas y la semejanza, deben ser considerados aún más importantes. Esto es así porque la mineralogía controla tamaño de las partículas, forma de las partículas, estructura superficial, densidad de carga, etc., y son estos factores los que determinan hasta donde la expansión puede desarrollarse como un resultado de los mecanismos físico-químicos y mecánicos.

Hace poco más de 47 años que Terzaghi (1931) presentó convincentes evidencias de que los factores mecánicos se deberían considerar si se quería entender propiamente la expansión de los

suelos. Este documento poco conocido demuestra la notable visión que Terzaghi tenía del comportamiento de los suelos, se argumentó que la causa fundamental de la expansión es la deficiencia de las presiones del agua en el suelo a las cuales él se refirió como la presión capilar.

"De acuerdo a este punto de vista, las reacciones físico-químicas que tienen lugar dentro de los sistemas, influyen en la expansión sólo en cuanto a que ellas cambien las propiedades elásticas en el sistema, alterando la adhesión en los puntos de contacto, o la rigidez de las ligas moleculares o generando una tensión adicional en la fase líquida mediante un efecto de presión osmótica.

Todo sistema de dos fases capaz de expandirse contiene una fase sólida que está bajo una presión igual a la tensión en la fase líquida. La presencia de esta presión es la condición esencial pa-

ra la expansión".

Terzaghi (1931) también presentó los resultados de una serie de experimentos que muestran hasta donde los factores mecánicos pueden generar presiones responsables de la expansión. En la fig. 17 se muestran algunas curvas típicas de compresión y expansión (línea continua) para diversas arcillas. Se podría postular que los factores físico-químicos juegan un papel importante al menos en el comportamiento de la expansión y en parte puede ser cierto. También se muestra en la fig. 17 curvas de compresión y expansión para mezclas de arena y mica. Se puede ver que el comportamiento de la arcilla se reprodujo bien en sistemas en los cuales los factores físico-químicos pudieron haber no tenido un papel importante.

Como otro argumento de que las aportaciones mecánicas a la presión de expansión no se pueden pasar por alto. Terzaghi (1931) señaló que 2 muestras de la misma arcilla pueden estar en la mis -

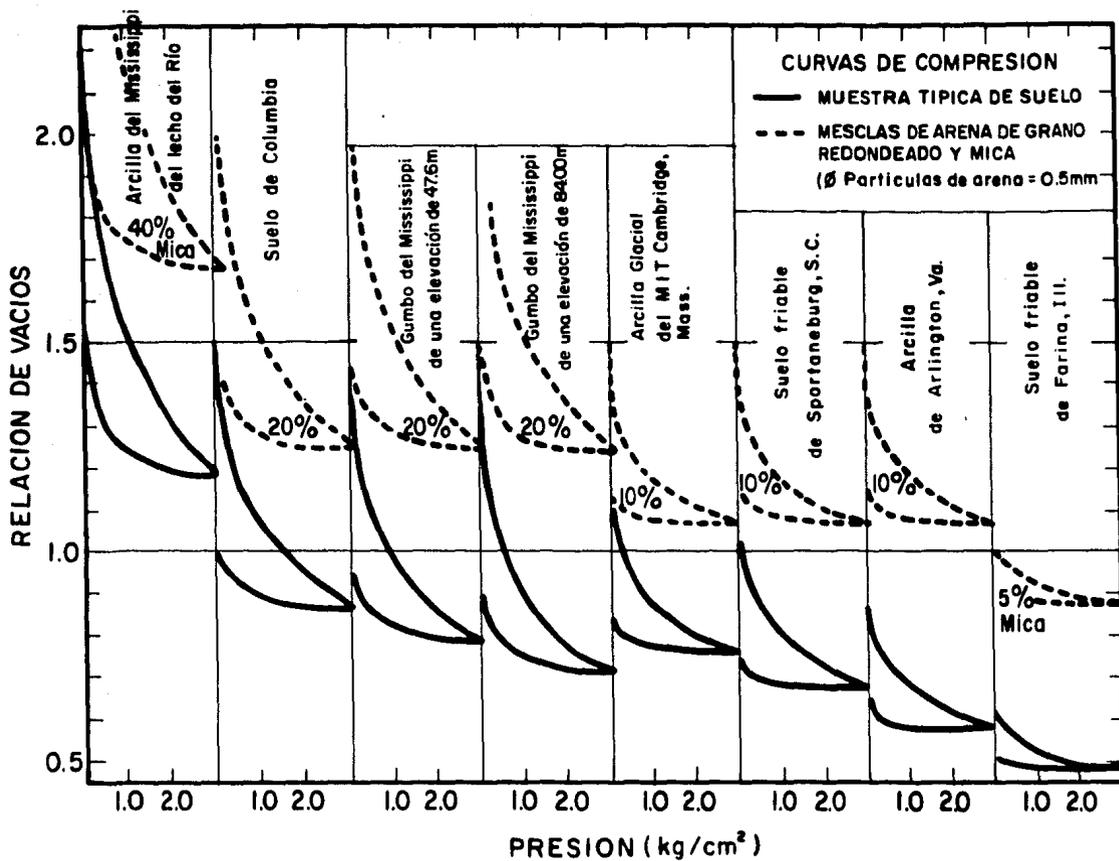


Fig. 17 - Comparación de curvas de compresión y expansión para diferentes arcillas y para mezclas de arena-mica.
(Según Terzaghi, 1931)

ma concentración y una de ellas ejercer una gran presión de expansión y la otra casi ninguna. Esta situación se ilustra en la fig.

18, donde $e_A = e_B$ pero $P_A \gg P_B$. Es pertinente concluir que la más importante razón para las diferencias entre P_A y P_B es el diferente ordenamiento de las partículas para las 2 condiciones. Sin embargo, también puede haber algunas diferencias en las fuerzas físico-químicas de interacciones resultantes de estos diferentes arreglos.

Terzaghi (1931) concluyó su artículo diciendo en parte:

" La energía de un sistema de dos fases de una concentración dada, está compuesta de dos partes, la energía mecánica y la energía físico-química. La primera representa el equivalente de la compresión mecánica previa de la fase sólida y puede ser comparada con la energía almacenada en un resorte comprimido. La otra es la energía equivalente de la interacción físico-química

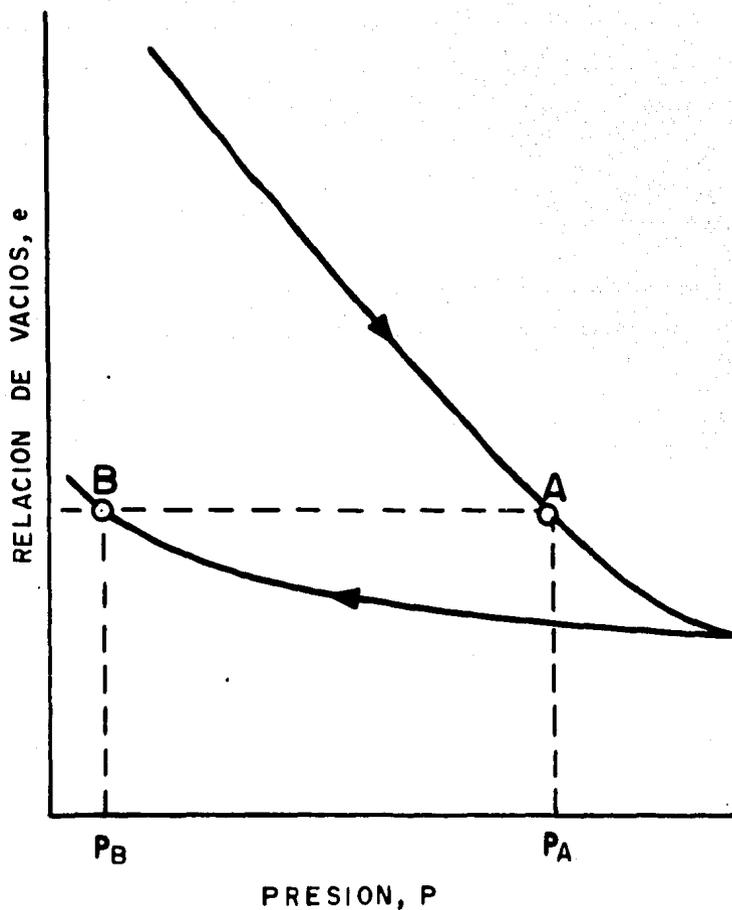


Fig. 18- Condición de 2 muestras que para la misma relación de vacíos tienen diferentes presiones de expansión.

del sólido y la fase líquida".

Terzaghi volvió a enfatizar la importancia de las aportaciones mecánicas a las presiones de expansión y al comportamiento del cambio de volumen en general, en su discusión (1956) del trabajo de Bolt (1956) sobre la compresibilidad de arcillas puras, de acuerdo a la teoría de la doble capa. La relativa importancia de los factores físico-químicos puede darse mediante la relación entre el índice de expansión y el índice de compresión, como lo sugirieron Komornik y David (1969), esto es, las contribuciones de los factores osmótico y mecánico podrían estar determinadas por la reversibilidad de la compresión.

Otro enfoque para la determinación de la relativa importancia de los efectos mecánicos puede ser el permitir la expansión de especímenes idénticos en agua y en un fluido que elimine las fuerzas físico-químicas tal como una solución concentrada de electrolitos.

tos, una solución que contenga cationes de alta valencia o un flujo no polar. La fig. 19 es un ejemplo de los resultados de un estudio tal, realizado en muestras de una arcilla compactada preparada a la misma densidad por métodos diferentes. En este caso el efecto de la composición de la solución era aproximadamente el mismo para cada método, sugiriendo que los efectos físico-químicos fueron aproximadamente los mismos para cada muestra. Sin embargo las aportaciones mecánicas resultantes de las diferentes estructuras fueron significativamente diferentes.

Olson y Mesri (1970) presentaron una útil tabulación que muestra la relativa importancia de las aportaciones físico-químicas y mecánicas a la expansión en diferentes minerales, se reproducen en la tabla V.

Los valores de los índices de expansión son las pendientes promedio de las curvas $e - \log \sigma'$ para el rango de esfuerzos de

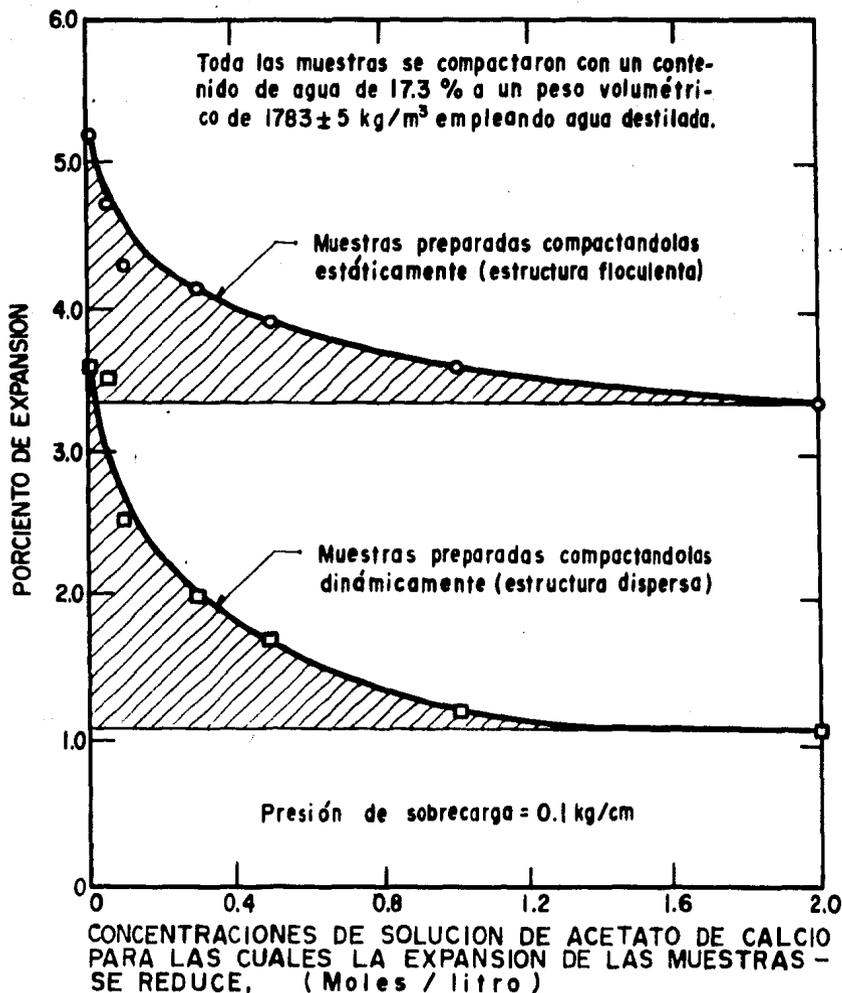


Fig.19- Efecto de la estructura y las concentraciones de electrolitos de soluciones absorbidas sobre la expansión de arcillas compactadas. (Según Seed, Mitchell y Chan, 1962)

TABLA V

RESUMEN DE DATOS DE EXPANSION (DE OLSON Y MESRI, 1970)

| Mineral | Fluido de poro, cationes - adsorbidos, concentración de electrolitos, en gramos equivalentes pesados por litro. | Relación de vacíos a una presión efectiva de consolidación de 0.05 Kg/cm ² | Índice de Expansión |
|-----------|---|---|---------------------|
| Caolinita | Agua, sodio, 1 | 0.95 | 0.08 |
| | Agua, sodio, 1 x 10 ⁻⁴ | 1.05 | 0.08 |
| | Agua, calcio, 1 | 0.94 | 0.07 |
| | Agua, calcio, 1 x 10 ⁻⁴ | 0.98 | 0.07 |
| | Alcohol Etilico | 1.10 | 0.06 |
| | Tetracloruro de Carbono | 1.10 | 0.05 |
| | Aire seco | 1.36 | 0.04 |
| Illita | Agua, sodio, 1 | 1.77 | 0.37 |
| | Agua, sodio, 1 x 10 ⁻³ | 2.50 | 0.65 |
| | Agua, calcio, 1 | 1.51 | 0.28 |
| | Agua, calcio, 1 x 10 ⁻³ | 1.59 | 0.31 |
| | Alcohol Etilico | 1.48 | 0.19 |
| | Tetracloruro de Carbono | 1.14 | 0.04 |
| | Aire seco | 1.46 | 0.04 |
| Esmectita | Agua, sodio, 1 x 10 ⁻¹ | 5.40 | 1.53 |
| | Agua, sodio, 5 x 10 ⁴ | 11.15 | 3.60 |
| | Agua, sodio, 1 | 1.84 | 0.26 |
| | Agua, calcio, 1 x 10 ⁻³ | 2.18 | 0.34 |
| | Alcohol Etilico | 1.49 | 0.10 |
| | Tetracloruro de Carbono | 1.21 | 0.03 |
| Muscovita | Agua | 2.19 | 0.42 |
| | Tetracloruro de Carbono | 1.98 | 0.35 |
| | Aire seco | 2.29 | 0.41 |
| Arena | | | 0.01 |
| | | | a 0.03 |

31.1 Kg/cm² 0.05 Kg/cm². La creciente importancia de los efectos mecánicos en los sistemas que contienen partículas laminares en oposición a partículas granulares se puede deducir fácilmente - bastaría comparar muscovita y arena.

Una consecuencia práctica de como el cambio de estructura puede influenciar en la expansión fué señalada por Schmertmann - (1969). El define "Sensibilidad a la Expansión" como el cociente entre el índice de expansión de una muestra remoldeada y el índice de expansión de la misma arcilla pero inalterada. El incremento de la expansión del material remoldeado se propone como resultado de la ruptura de las ligas inter-partículas que impiden la expansión en el estado inalterado.

Aún sin estar expuestas a las condiciones climatológicas - las arcillas erosionadas sobre consolidadas pueden ser particular-

mente sensibles a la expansión por lo tanto se deben considerar - las posibles consecuencias de alteraciones, intemperismo, acción química, etc., durante la vida de un proyecto.

Conclusiones. En esta parte se han expuesto algunos de los recientes avances en el conocimiento de los mecanismos asociados con la expansión y la estabilidad de los suelos expansivos. Algunas conclusiones que surgen al respecto son las siguientes:

- 1.- El tipo y la cantidad de minerales arcillosos son los factores más importantes que influyen la expansión y la presión de expansión, ya que ellos determinan el tamaño de las partículas, la forma de las partículas, las cargas de la superficie y las ligas intercapas.
- 2.- La expansión de la montmorilonita sódica parece estar relacionada directamente con la dimensión-b de la red cristalina mineral.

A mayor diferencia entre 9.00 \AA y la dimensión-b, mayor es el potencial de expansión. Existen evidencias de que, la expansión continúa hasta que la interacción superficie-agua ha ocasionado que la dimensión-b se incremente hasta 9.00 \AA .

3.- Aún cantidades muy pequeñas de hidróxidos intercapas pueden restringir grandemente la expansión de minerales arcillosos. - expansivos, no obstante que estos hidróxidos intercapas pueden tener una influencia insignificante sobre el área superficial y la cantidad de intercambio. La presencia de los hidróxidos intercapas es común en suelos arcillosos que ocurren naturalmente.

4.- Los hidróxidos de fierro, aluminio y capas de silicio pueden restringir la expansión del conjunto de capas de minerales arcillosos. Bajo condiciones de altas presiones de expansión,

estas capas pueden romperse permitiendo que los agregados se separen.

5.- Las repulsiones de la doble capa pueden explicar razonablemente el comportamiento de la expansión de la montmorilonita sódica y posiblemente también la de la montmorilonita cálcica.

6.- La expansión osmótica es importante para illitas y caolinitas - sólo en el caso de partículas muy finas; por ejemplo, menores que varias décimas de una esfera equivalente de diámetro de un micrón.

7.- Los factores mecánicos no pueden ser pasados por alto como causa de la expansión. La expansión y la presión de expansión son generados por tensión en la fase líquida la cual puede tener sus orígenes en los efectos físico-químicos y mecánicos.

8.- Las contribuciones mecánicas a la expansión surgen principalmente en respuesta a la energía almacenada en la forma de partículas combadas y distorsionadas.

Estas contribuciones pueden igualar o exceder aquellas debidas a los efectos físico-químicos en sistemas compuestos predominantemente de partículas laminares.

Finalmente, es de esperarse que un conocimiento profundo de consideraciones del tipo aquí expuestas pueda permitir a largo plazo una mejor identificación de los suelos expansivos, mejores métodos para predecir la cantidad de expansión y presión de expansión y, métodos adecuados para minimizar los efectos perjudiciales de los suelos expansivos en el campo.

V.- EL PROBLEMA MUNDIAL DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.
ZONAS DE MEXICO CON SUELOS EXPANSIVOS.

Después de casi cincuenta años de haber reconocido el fenómeno de la expansión de los suelos, el número de países que han reportado nuevas áreas con suelos expansivos se ha incrementado notablemente, de tal forma que hoy en día el problema ha adquirido relevancia mundial. Poco más o menos 20 países son los que han reportado la presencia de este tipo de suelos en su territorio y algunos de ellos han hecho hincapié en las vastas extensiones que ocupan. Así mismo los investigadores de suelos de esos países han realizado notables esfuerzos a fin de desarrollar procedimientos adecuados que le permitan al ingeniero construir con y sobre suelos expansivos con los mínimos riesgos.

Un breve resumen del estado del arte de las áreas de suelos expansivos en el mundo se presentó en el International Panel Review

durante la primera conferencia internacional que sobre la materia se efectuó en 1965 en la Texas A & M University, en él, los diferentes países participantes expusieron los siguientes resultados:

Australia.- En este país, la ciudad de Adelaide al sur de Australia, es la que tiene los mayores problemas en relación con la expansión de suelos. En esta ciudad, de más de 600 000 habitantes, se ha estimado que aún cuando los daños causados por el fenómeno en estudio pueden considerarse moderados, la suma de los colapsos asociados con fallas en la cimentación de estructuras es de sustancial importancia.

Canadá.- El amplio rango de climas y geología en Canadá produce una gran variedad de problemas de cimentación . En el oeste del país, donde se encuentran situadas las ciudades de Saskatchewan y Alberta, los problemas con arcillas expansivas son extremadamente

evidentes. En esta zona donde es muy común utilizar en las estructuras sótanos superficiales desplantados a poca profundidad en relación al nivel del terreno natural, las arcillas expansivas han mostrado su efecto en los desplazamientos laterales que sufren las paredes de estos sótanos así como en el levantamiento de los pisos de los mismos, los cuales han llegado alcanzar valores de hasta 15.5 cm en 18 meses. Los suelos en esta región son generalmente desecados.

España.- En España se pueden encontrar muchas formaciones arcillosas de origen sedimentario de alta plasticidad. En la mayor parte del país, el clima es árido y la evaporación es varias veces mayor que la precipitación.

El problema de expansión se presenta en diversas regiones, dentro de éstas, existen 2 provincias que se pueden considerar típicas, Andalucía y Madrid. En la provincia de Madrid, la mayor par

te de los suelos consisten de arcillas montmoriloníticas que tienen límites líquidos de hasta 250% aunque la generalidad de ellos alcanzan valores de 80%. En una gran parte de las áreas metropolitanas, las arcillas de alta plasticidad están cubiertas con sedimentos arcillo-arenoso de suficiente espesor que impide que el fenómeno de expansión se manifieste en las estructuras.

India.- Los también llamados suelos negros algodoneros cubren una gran área de aproximadamente 51 777 620 hectáreas en la superficie de la India. Este suelo se caracteriza por su extrema dureza cuando está seco y su alto potencial de expansión durante el proceso de humedecimiento.

Israel.- El problema de suelos expansivos existe en casi todo Israel. Este país tiene un invierno lluvioso y un verano seco y caluroso. Los suelos son de origen aluvial o suelos transporta-

dos, producto del intemperismo de basaltos o piedras calizas. En las áreas con suelos arcillosos, la montmorilonita se presenta en cantidades que van del 40 al 80 por ciento del suelo.

Sud-Africa.- En Sud-Africa, el problema de los suelos expansivos ha llamado la atención de los Ingenieros desde 1950. La South African Institution of Civil Engineers publicó el primer simposium - sobre arcillas expansivas en 1957. En este país se han registrado severos problemas de movimientos de cimentaciones en las regiones de Leeuhof, Vereeniging y Pretoria en Transvaal, donde los depósitos fluvio-lacustres son el origen de los suelos expansivos. Así mismo la Pizarra Eccá que cubre una gran parte de Sud-Africa es responsable de los problemas de movimientos de cimentaciones en Odendaalsrus en la llamada región de los campos dorados de la na ranja de los estados libres.

Venezuela.- El primer informe de arcillas expansivas en Venezuela proviene de las 5 vecindades de la ciudad de Coro, donde muchas construcciones han fallado por la presencia de este tipo de suelos. En las primeras investigaciones se encontró cerca de la ciudad mencionada formaciones de pizarra con propiedades expansivas. Algunos de estos suelos tienen presiones de expansión de 14 Kg/cm^2 y ocasionalmente alcanzan valores de 31.1 Kg/cm^2 .

Estos son sólo algunos datos que se tiene en relación a unos cuantos países. Sin embargo una mayor información al respecto fué proporcionada por G.W. Donaldson en 1969, en la segunda Conferencia Internacional sobre Suelos Expansivos, efectuada en la Texas A & M University quien resumió la distribución de los suelos expansivos alrededor del mundo. La fig. 20 muestra esta distribución. Concretamente hasta esa fecha 18 países habían reportado regiones con este tipo de suelos, ellos son:

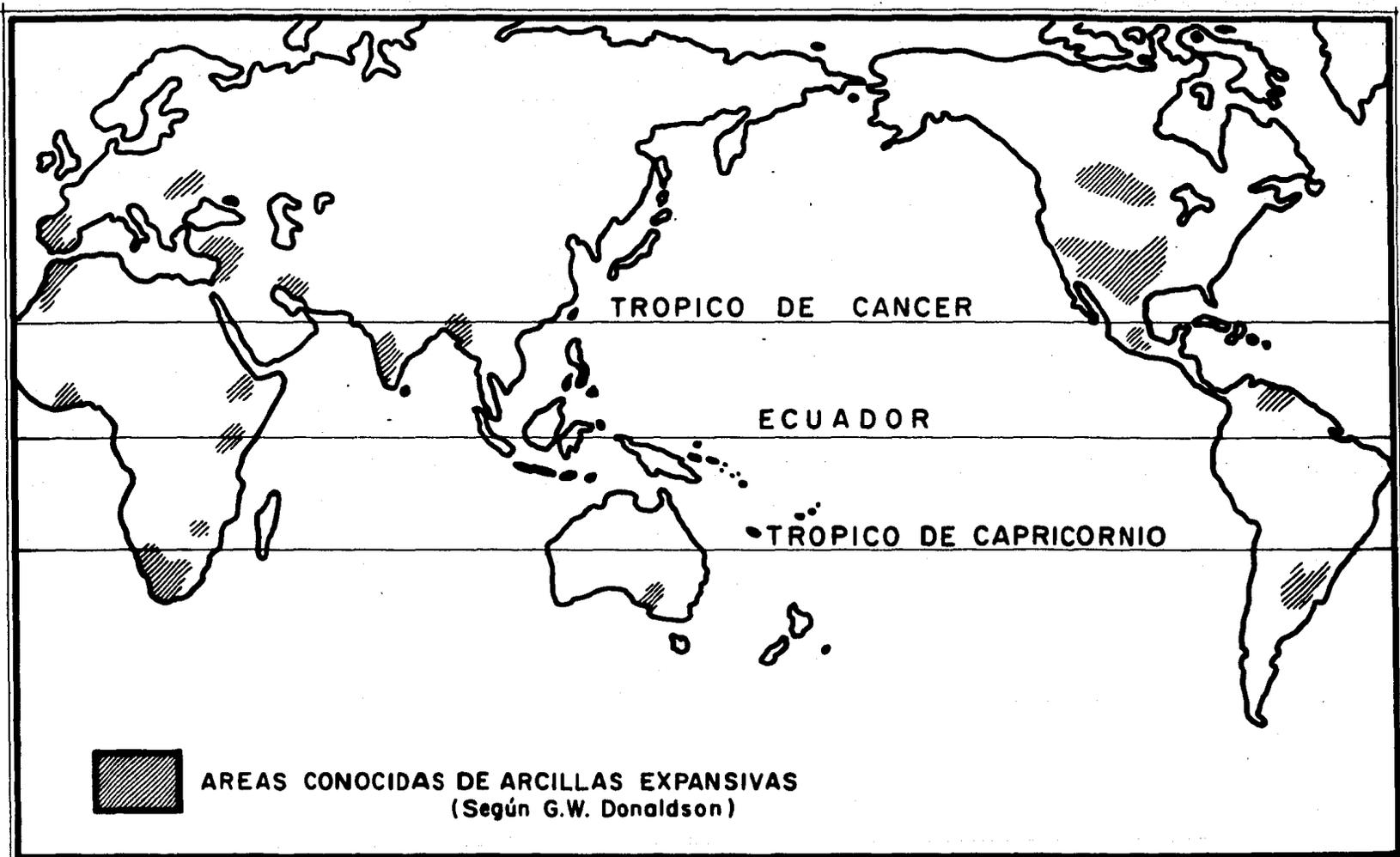


Fig. 20

| | |
|-----------|------------|
| ARGENTINA | IRAN |
| AUSTRALIA | MEXICO |
| BURMA | MARRUECOS |
| CANADA | RODESIA |
| CUBA | SUD-AFRICA |
| ETIOPIA | ESPAÑA |
| GANA | TURQUIA |
| INDIA | U.S.A. |
| ISRAEL | VENEZUELA |

Potencialmente los suelos expansivos se pueden encontrar en casi cualquier parte del mundo. Sin embargo como puede observarse en la fig. 20, los suelos expansivos están confinados a las regiones semi-áridas de las zonas con climas y temperaturas tropicales. Particularmente se encuentran en abundancia donde la evaporación - media anual excede la precipitación, como ya lo había expuesto Keller en 1957.

De esto resulta la teoría de que en las zonas semi-áridas, la escasez de filtraciones ha ayudado a la formación de la montmorilonita.

ZONAS DE MEXICO CON SUELOS EXPANSIVOS.

En la República Mexicana el problema de las arcillas expansivas ha empezado a ser abordado cada vez con más frecuencia, - pues aunque hasta la fecha las zonas detectadas con este tipo de suelos pueden considerarse de dimensiones medias, al futuro los - sitios donde se efectuen obras de Ingeniería habrán de incrementar se con rapidez. Incluso se piensa que en México este incremento será aún más rápido que en otros sitios del mundo, ya que se supone que por ejemplo, el programa de construcción de Unidades Habitacionales en los centros de población, seguirá con el mismo o mayor ritmo de desarrollo que en el actual y por lo tanto invadirá las zonas de las ciudades que hasta ahora han quedado sin edificar, - debido precisamente a los problemas que presentan, entre otros, el de la presencia de los suelos expansivos.

El número de áreas con este tipo de suelos que se han encontrado en nuestro país cubre prácticamente todo el territorio nacional, según los datos obtenidos de estudios realizados por el Departamento de Geotecnia, de la Dirección General de Servicios Técnicos de la SAHOP y del informe presentado por el IMSS en la IV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos en 1972.

Con base en esta información, se obtuvieron los datos de precipitación media anual y evaporación potencial media de aquellos lugares de la República Mexicana en los que es reconocida la presencia de suelos expansivos. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla VI.

Según puede observarse, a excepción de Villahermosa en todos los casos la precipitación media anual es menor a la evaporación potencial media, con lo cual la teoría de Keller se corrobora.

TABLA VI

| LUGAR | DATOS DE PRECIPITACION Y EVAPORACION | | TEMPERATURAS EXTREMAS PROMEDIO °C | | OSCILACION DE LAS TEMPERATURAS |
|-----------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| | PRECIPITACION MEDIA ANUAL mm | EVAPORACION POTENCIAL MEDIA mm | MAXIMA PROMEDIO ANUAL | MINIMA PROMEDIO ANUAL | |
| Ahome, Sin. | 300 | 2300 | 32.0 | 17.0 | 15 |
| Apatzingán, Mich. | 714 | 2200 | 35.9 | 20.7 | 15.2 |
| Celaya, Gto. | 600 | 2000 | 27.7 | 11.3 | 16.4 |
| Chihuahua, Chih. | 314 | 2300 | 26.1 | 11.0 | 15.1 |
| Ed. Obregón, Son. | 329 | 2600 | 31.3 | 15.6 | 15.7 |
| Cuautla, Mor. | 1007 | 1800 | 33.0 | 15.1 | 17.9 |
| Cuernavaca, Mor. | 1285 | 1784 | 26.7 | 14.8 | 11.9 |
| Culliacán, Sin. | 671 | 2154 | 33.0 | 18.3 | 14.7 |
| Chilpancingo, Gro. | 1000 | 1800 | 28.0 | 14.0 | 14.0 |
| Durango, Dgo. | 440 | 2264 | 24.5 | 10.7 | 13.8 |
| El Carrizo, Sin. | 700 | 2200 | 31.0 | 14.0 | 17.0 |
| El Mante, Tamps. | 750 | 2000 | 32.0 | 18.0 | 14.0 |
| Hermosillo, Son | 246 | 2200-2600 | 32.3 | 16.6 | 13.7 |
| Iguuala, Gro. | 1030 | 2315 | 33.3 | 17.9 | 15.4 |
| Irapuato, Gto. | 704 | 2200 | 29.1 | 12.9 | 16.2 |
| La Piedad, Mich. | 904 | 2150 | 28.9 | 10.8 | 17.1 |
| León, Gto. | 636 | 2346 | 27.4 | 12.0 | 15.4 |
| Mexicali, B.C. | 68 | 2200 | 31.6 | 13.8 | 17.8 |
| Morelia, Mich. | 772 | 1950 | 23.7 | 13.2 | 10.5 |
| San Juan, Ver. | 1010 | 1600 | 29.5 | 19.1 | 10.4 |
| San Juan, Chis. | 1000 | 1600 | 28.0 | 14.0 | 14.0 |
| Querétaro, Gro. | 555 | 2000 | 26.7 | 10.6 | 15.9 |
| Reynosa, Tamps. | 450 | 2200 | 32.0 | 18.0 | 14.0 |
| Río Bravo, Tamps. | 500 | 2100 | 32.0 | 18.0 | 14.0 |
| Sahuayo, Mich. | 800 | 1900 | 28.0 | 12.0 | 16.0 |
| San Mateo la Marina, Tamps. | 736 | 1800-2200 | 32.5 | 16.2 | 16.3 |
| San Miguel, S.L.P. | 1100 | 1600 | 32.0 | 18.0 | 14.0 |
| San Nicolás de Gpe, N.L. | 602 | 2000 | 30.0 | 14.0 | 16.0 |
| San Ysidro, Tab. | 2219 | 1516.7 | 33.7 | 21.8 | 11.9 |
| San Ysidro, Gto. | 674 | 2000 | 26.9 | 12.0 | 14.9 |

Así mismo otro hecho que circunstancialmente se encontró al estar buscando los datos anteriores es que la oscilación de las temperaturas extremas en los mismos sitios es del orden de $15^{\circ}\text{C} \pm 1$.

Una conclusión inmediata que puede derivarse de lo anterior es que, el factor climatológico resulta ser un importante elemento que nos permita detectar zonas potenciales de suelos expansivos, si se conocen los datos de evaporación potencial media y precipitación media anual. En principio esto permite pensar que haciendo uso de estos datos puede hacerse una zonificación primaria de la República Mexicana que permita conocer las probables áreas del país en las que se encuentren arcillas expansivas. Los organismos gubernamentales con programas de inversión para obras de infraestructura, así como las instituciones académicas de cada lugar pueden coadyuvar en la realización de esta tarea, en tanto que los organismos privados, en muchas ocasiones ejecutores de las -

obras, pueden corroborar en el trabajo de campo la información, proporcionada por los datos climatológicos. Sería deseable también - que los organismos encargados de elaborar cartas geográficas incluyeran estos datos en las mismas. Se sabe que instituciones como la Secretaría de la Defensa Nacional, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y la Dirección de Estudios del Territorio Nacional entre otras, emiten cartas geográficas para diversos usos, sin embargo, esta última, ha venido elaborando aquellas que contienen una información más completa, sería deseable que en las mismas estos datos aparecieran.

VI.- LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE LA CIUDAD DE QUERETARO.

El Estado de Querétaro, se encuentra en la parte central de la República Mexicana y está ubicado entre las coordenadas geográficas:

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|-----|
| LATITUD NORTE | 20° | 01' | 02" |
| | 21° | 37' | 17" |
| LONGITUD OESTE DE GREENWICH | 90° | 03' | 23" |
| | 100° | 34' | 01" |

Políticamente se divide en 18 municipios y una capital, ésta última, tema del estudio, se localiza en la parte Suroeste de la propia entidad política y al centro del Municipio de Querétaro o también conocido como Municipio del Centro. Las coordenadas geográficas de esta capital, observadas y referidas a la torre del Convento de la Cruz son:

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|-----|
| LATITUD NORTE | 20° | 35' | 36" |
| LONGITUD OESTE DE GREENWICH | 100° | 23' | 06" |

La altitud de la ciudad es de 1853 m.s.n.m. y la aceleración de la gravedad es de 978.14 cm/seg^2 .

El fundo legal de la ciudad de Querétaro, está delimitado por un cuadrado perfecto orientado astronómicamente, con sus lados siguiendo las direcciones Norte, Sur, Oriente y Poniente y perímetro de 40 000 m que comprende una superficie de 100 Km^2 .

Para localizar dicho cuadro se toma como punto de partida (punto "0") la torre de San Francisco, cuyas coordenadas geográficas son: Longitud Oeste $100^\circ 23' 11''$ y Latitud Norte $20^\circ 35' 36''$. A partir del punto "0" en el Sur Astronómico se corre una línea de 3 300 m hacia el oriente para llegar al punto "1" luego, a partir de este punto se traza una línea en dirección Norte y a una longitud de 10 000m se fija el punto "2". De este vértice hacia el Poniente con una Longitud de 10 000m se localiza el punto

"3". De ahí hacia el Sur y con una Longitud de 10 000m se llega al punto "4" y de este vértice hacia el Oriente y a una distancia - de 6 700m se llega al punto "0" cerrando así el cuadrado que limita el perímetro urbano. La ciudad de Querétaro capital del Estado del mismo nombre es un lugar estratégico del territorio mexicano por su situación geográfica. Su cercanía a la capital de la República, así como su posición central en ella, la hacen paso obligado de - importantes vías de comunicación nacional, así mismo, el estado - cuenta con una vasta red interna de comunicaciones asfálticas y - férreas. Por su importancia destacan en el orden nacional la carretera Panamericana, recorrido Ciudad Juárez-México, y la carretera - Constitución, recorrido México-Piedras Negras; el ferrocarril México-Laredo y el México-Ciudad Juárez.

La actividad económica está relacionada con la agricultura, - el comercio, la industria y la minería. La agricultura es uno de -

los medios más importantes como fuente de trabajo; principalmente en los valles del Suroeste del Estado; siendo la mayoría de los terrenos cultivables de temporal, aproximadamente el 60%, el 38% corresponden a riego (referido a pozos y agua de almacenamiento). El otro 2% lo constituyen terrenos de labor o de jugo (se le denomina así, por tener el suelo humedad natural). La industria elaboradora de productos tales como textiles, maquinaria, herramienta, productos alimenticios y otros, se ha venido desarrollando a pasos agigantados y es tal su incremento y modernización que en la actualidad promete un futuro halagüeño para la economía de esta entidad. En este renglón, la fuente de mayor actividad que ocupa el mayor número de personal bien remunerado son, las industrias establecidas en la ciudad de Querétaro.

En cuanto a la minería se refiere, esta se encuentra poco desarrollada no obstante que la región cuenta con ricos yacimientos

de plomo, plata, cobre, estaño, antimonio, fierro, oro y otros de menor importancia.

Este breve contexto da una idea de la importancia actual y futura de la ciudad de Querétaro, no sólo por su situación geográfica, sino también por la actividad comercial, industrial, minera, etc., que viene desarrollando con todas sus implicaciones inherentes. Lo anterior se ve corroborado al observar el crecimiento de la población en los últimos años. De acuerdo con los censos realizados por la Dirección General de Estadística en la ciudad de Querétaro, en los períodos comprendidos de 1910 a 1970, se tiene la siguiente información:

| AÑO | NUMERO DE HABITANTES |
|------|----------------------|
| 1910 | 33 062 |
| 1921 | 30 003 |
| 1930 | 32 585 |

| | |
|------|-------------------------|
| 1940 | 33 629 |
| 1950 | 49 209 |
| 1960 | 68 389 |
| 1965 | 110 000 aproximadamente |
| 1970 | 140 000 aproximadamente |
| 1976 | 219 000 aproximadamente |

El análisis de estos datos muestra que a partir de 1940 el incremento de la población ha sido notorio , así se tiene que de 1940 a - 1950, la población creció en un 46.3%, de 1950 a 1960 el crecimiento fue de 38.9%, de 1960 a 1970 la población se duplicó y hasta - 1976 prácticamente a la mitad de la década 1970-1980 la población había crecido en un 50% con respecto a 1970.

CLASIFICACION CLIMATOLOGICA DE LA CIUDAD DE QUERETARO.

El clima que le corresponde a la zona en estudio se clasifica conforme a la tabla de Thornthwaite: como seco, con invierno y - primaveca secos, templados, sin estación invernal definida, con -

lluvias en verano (Julio, Agosto y Septiembre). Los datos climatológicos que reportan las estaciones meteorológicas que se encuentran distribuidas en la cuenca geohidrológica son los siguientes:

Estación Querétaro, Qro.

Entre los períodos de 1877 a 1964

| | |
|---------------------------------|------------------|
| LATITUD | 20° 36' 00" |
| LONGITUD | 100° 23' 00" |
| ALTITUD | 1813 m.s.n.m. |
| 1.- PRECIPITACION MEDIA | 77 años 552 mm |
| 2.- EVAPORACION | 9 años 3487.3 mm |
| 3.- TEMPERATURA MAXIMA PROMEDIO | 77 años 25.9°C |
| 4.- TEMPERATURA MINIMA PROMEDIO | 77 años 10.9°C |
| 5.- TEMPERATURA MEDIA | 77 años 18.4°C |

Estación Villa Corregidora

Entre los períodos de 1943 a 1963

| | |
|----------|---------------|
| LATITUD | 20° 33' 00" |
| LONGITUD | 100° 26' 00" |
| ALTITUD | 1910 m.s.n.m. |

| | | |
|-----|-----------------------------|------------------|
| 1.- | PRECIPITACION MEDIA | 21 años 526 mm |
| 2.- | EVAPORACION | 3 años 2186.6 mm |
| 3.- | TEMPERATURA MAXIMA PROMEDIO | 22 años 24.6° C |
| 4.- | TEMPERATURA MINIMA PROMEDIO | 22 años 9.0° C |
| 5.- | TEMPERATURA MEDIA | 22 años 16.8° C |

La vegetación representativa de la región se caracteriza por la propia del clima y geología del lugar; semejante a la vegetación típica de la Altiplanicie Mexicana, predominando matorrales, praderas y algunas masas arbóreas.

Los grupos vegetales más comunes son: mezquite, garambullo, pitayo, toritos, nopales, sotol, diferentes tipos de zacates, pirús, nogales, etc.

Estos datos en principio permiten inferir que desde el punto de vista climatológico, la cuenca geohidrológica en donde se encuentra situada la ciudad de Querétaro es una región típica, con

características adecuadas para la formación de minerales arcillosos con características expansivas.

En efecto, según lo visto en el capítulo IV de este trabajo, los principales minerales para la formación de la montmorilonita son los minerales ferro-magnesianos, feldespatos cálcicos; vidrios volcánicos y cualquier silicato de aluminio, los cuales ocurren en zonas donde geológicamente abundan rocas ígneas, piroclásticas y rocas sedimentarias las cuales por los procesos de alteración ya mencionados (desintegración, oxidación, hidratación, etc) dan lugar a este tipo de minerales si existen características climatológicas similares a las de la zona en estudio.

Ahora bien, para corroborar que la región estudiada geológicamente está compuesta por estos tipos de materiales basta hacer una sucinta revisión de este aspecto, así se tiene:

GEOLOGIA.

Una gran parte de la zona sur de la cuenca geohidrológica del Valle de Querétaro, así como algunos lugares de la parte central de la misma están invadidas por basaltos. Por el rumbo del Cerro del Cimatario, Corregidora, Balvanera, Tejeda y Santa Bárbara, por el Suroeste, donde se localizan los poblados de Tlacote el Alto, Jurica y el Sur de Santa Rosa Jauregui, se tiene un basalto con fractura de lajas de color gris claro, con un alto contenido de mineral de feldespatos (Labradorita), se le conoce como una variedad de basalto labradorítico.

En la ciudad de Querétaro y al Oriente de la misma afloran basaltos cuyo contenido de labradorita disminuye, esto mismo ocurre en el Valle de Chichimequillas, Tlacote el Bajo y parte del Valle del Marqués. Sin embargo, las formaciones geológicas existentes en la vecindad de la ciudad de Querétaro, según datos recabados en

el Instituto de Geología de la U.N.A.M., son fundamentalmente tobas riolíticas tal como se muestra en la fig. 21. Este tipo de material se encuentra esparcido en toda la cuenca, en forma de riellos de valles con espesores de 25m a 40m, el cual en términos generales se puede decir que son tobas de origen piroclástico de tipo riolítico de color café claro, blanco y rosa; matiz que presentan - según el grado de alteración en que se encuentra, tienen estructura fluidal y sus componentes principales son : fragmentos feldespáticos alcalinos, cuarzo, minerales ferro-magnesianos (biotita) y hornblenda; vidrio volcánico y fragmentos de obsidiana.

Tales formaciones en la zona del Valle de Querétaro se generaron en la época del pleistoceno, caracterizada por la deyección explosiva de tipo ácido, cuya salida a presión dió por resultado rocas piroclásticas y principalmente arenas y cenizas volcánicas que al depositarse en un medio lacustre originaron tobas volcánicas. Es co-

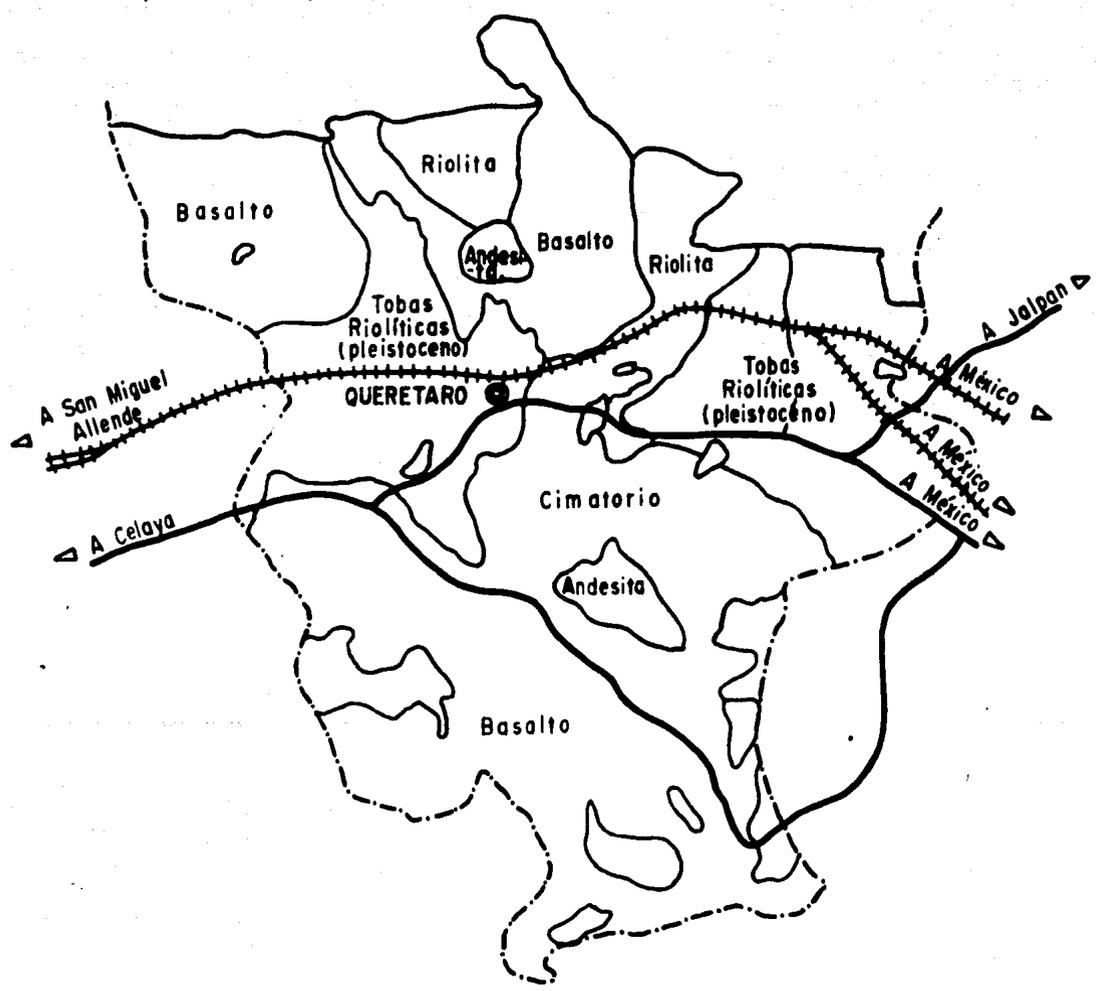


Fig. 21.- Formaciones geológicas del Estado de Querétaro.

mún encontrar en estas zonas volcánicas de carácter félsico, fuertes bancos de escoria rojiza (tezontle). Casi al cierre de esta época, la cuenca formó un medio palustre dando por resultado una capa de suelo arcilloso-orgánico con espesores desde 0.50 m hasta 20.00 m.

En las postrimerías de este período es posible que haya existido un clima bastante árido que fué evaporando los lagos existentes dejando como testigo una capa de caliche que ha sido erosionada; - posteriormente se continuó este medio palustre hasta que las aguas estancadas tuvieron un buen drenaje.

Con esta información se tiene que, indirectamente se puede afirmar que los suelos arcillosos que cubren el área del Valle de Querétaro muy probablemente en su mayoría están compuestos de - minerales montmoriloníticos. Esto posteriormente fué comprobado - al determinar las características específicas de los mismos las - cuales están dadas en los siguientes capítulos a fin de enmarcar

las en los criterios actuales de identificación y clasificación convencionalmente aceptados.

VII.- CRITERIOS DE IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE LOS -
SUELOS EXPANSIVOS. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CASO -
DE LA CIUDAD DE QUERETARO.

Actualmente es reconocido que la identificación de un suelo -
potencialmente expansivo, no presenta serios problemas para los in
genieros que están relacionados con la Mecánica de Suelos, la In-
geniería de Cimentaciones o en general con trabajos que impliquen
el manejo de los suelos o rocas como lo es el de la Ingeniería de
Vías Terrestres o la construcción de presas de tierra. Sin embargo,
esto no ocurre cuando se trata de clasificar el potencial de expan-
sión de un suelo arcilloso, es decir, cuando se pretende definir nu
méricamente los diversos grados para los cuales el suelo puede -
exhibir tendencia a cambiar de volumen.

Actualmente, se tienen diversos métodos para ensayar y clasi
ficar suelos potencialmente expansivos y aún cuando hay considera-
bles coincidencias y algunos acuerdos entre estos métodos, se tie-

nen inconsistencias que dan lugar a errores, cuando esto sucede, puede caerse en el caso de tener que tratar el suelo a costos elevados, o en otras circunstancias pueden ocurrir fallas y reparaciones subsecuentes o también tener el caso de un sobrediseño inadecuado.

Actualmente según L.M. Krazynski, las soluciones satisfactorias a este problema tendrán que incluir procedimientos empíricos, ya que los tratamientos teóricos parece que conducen a diseños - muy costosos que no han podido ser justificados del todo por la - experiencia de campo (esta idea también es compartida por investigadores tales como L. Bjerrum, S. Fjeld y A. Skempton y D. McDonald, investigadores que llegaron a una conclusión similar en estudios realizados independientemente por cada uno de ellos sobre deformaciones causadas por asentamientos diferenciales).

Uno de los elementos indispensables de un procedimiento empírico sistemático es el control adecuado de las variables que afectan el fenómeno que se observa. Ahora bien, la influencia de tales variables se puede entender, si los resultados o experiencias de los investigadores son aplicadas sucesivamente en diferentes circunstancias entre sí. En cualquier situación real, que incluya casos de suelos potencialmente expansivos, las variables son muy numerosas, por ejemplo:

- 1.- Clima
- 2.- Diferencias en el perfil del suelo (es decir, espesor y profundidad del estrato de suelo potencialmente expansivo).
- 3.- Localización del nivel de aguas freáticas.
- 4.- Grado inicial y profundidad de desecación en el suelo.
- 5.- Condiciones de drenaje y otros factores que afectan las fuentes de agua y medios de migración de agua (ejemplo importante: vegetación).

6.- Esfuerzo aplicado, inicial y final.

7.- El potencial del suelo, dado por expansión volumétrica.

Las variables 1, 2 y 5 son difíciles de codificar y clasificar, en tanto que las otras se pueden manejar con más éxito. Como un paso inicial pero muy necesario, los profesionales de la ingeniería que se encuentran dentro del área de la Mecánica de Suelos y que tienen que enfrentarse cotidianamente a este tipo de problemas, deberían de adoptar un método uniforme de prueba y clasificación para los suelos potencialmente expansivos, mejorando de esta manera las posibilidades de sistematizar el conjunto creciente de experiencias - son suelos expansivos en varias partes del mundo. Entre otras importantes razones que también se pueden argumentar para una estandarización de los métodos de prueba y clasificación, está la de mejorar el intercambio de información entre los investigadores, organismos privados y gubernamentales, aspecto que por sí mismo podría compensar ampliamente algún esfuerzo tendiente a lograr la uniformización deseada.

METODOS EXISTENTES PARA EL RECONOCIMIENTO Y CLASIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

Existen 3 métodos diferentes para clasificar suelos potencialmente expansivos:

Identificación Mineralógica

Métodos Indirectos

Métodos Directos

El primero de ellos, el de Identificación Mineralógica, con el cual se predice el potencial de expansión mediante la identificación de los minerales constituyentes de una arcilla, puede usarse en la evaluación del material pero no es suficiente por sí, cuando se trata de suelos naturales.

Los diversos métodos de identificación mineralógica son importantes en una investigación de laboratorio en la que se busquen las propiedades básicas de las arcillas, pero son imprácticos y poco económicos para la Ingeniería práctica.

Los métodos indirectos, o aquellos que emplean una medida de una propiedad inherente del suelo (tales como las propiedades - índices, el método PVC, actividad de la arcilla, etc) como una indicación del potencial de expansión; son valiosas herramientas en la evaluación de las propiedades de la expansión.

La succión del suelo puede resultar de mucha utilidad cuando tenga una aplicación más general y se tengan mejores técnicas de pruebas. Es conveniente aclarar que ninguno de los métodos indirectos debería usarse independientemente, así mismo se pueden incluir conclusiones erróneas si no se tiene el beneficio de las pruebas directas.

El tercer método, el de la Medición Directa del cambio de volumen unidimensional, ha sido utilizado ampliamente por diversos investigadores y actualmente están disponibles una gran cantidad de

datos de este tipo en la literatura publicada. Típicamente, la prueba de expansión con carga, consiste en la preparación de una muestra (inalterada o remoldeada) a la que se le confina lateralmente en un anillo metálico o de teflón, se le aplica una sobrecarga vertical (o series consecutivas de diferentes cargas verticales), permitiendo el libre acceso de agua (frecuentemente, pero incorrectamente llamada "saturación") y midiendo la expansión vertical. Esta medida se reporta como un porcentaje de la altura inicial de la muestra y se le da el nombre de "Porcentaje de Expansión".

La prueba tiene la ventaja importante de medir directamente la propiedad del suelo deseada; es decir, la expansión volumétrica de absorción de agua, siendo razonablemente rápida y simple de ejecutar, y no requiriendo un exótico y costoso equipo de laboratorio.

Es conveniente llamar la atención en que las pruebas se ejecutarán sobre un buen número de muestras en vez de unas cuantas, para evitar conclusiones erróneas.

Este método de medición directa ofrece los resultados más útiles para la ingeniería práctica.

IDENTIFICACION MINERALOGICA.

La composición mineralógica de los suelos expansivos tiene una importante relación con el potencial de expansión como se explicó anteriormente. Las cargas eléctricas negativas sobre la superficie de los minerales de arcilla, la resistencia de la liga intercapas y la capacidad de intercambio catiónico, todo contribuye al potencial de expansión de la arcilla. De aquí que los mineralogistas sostengan que el potencial de expansión de cualquier arcilla puede evaluarse por identificación de los minerales constitutivos de la misma. Las cinco técnicas que pueden usarse son las siguientes:

- 1.- Difracción de Rayos X
- 2.- Análisis Térmico Diferencial
- 3.- Adsorción de Colorantes
- 4.- Análisis Químico y en el Microscopio Electrónico.

Los diversos métodos enlistados anteriormente generalmente se usan en combinación. Usando combinaciones de los métodos, los diferentes tipos de minerales de arcilla presentes en un suelo pueden ser evaluados cuantitativamente. Desafortunadamente, no obstante que se han realizado muchas investigaciones en los diversos campos - del estudio mineralógico, los resultados de las pruebas requieren - la interpretación de expertos y los aparatos especializados requeridos son costosos y no son económicamente accesibles para la mayoría de los laboratorios de prueba de suelos. Una breve descripción de las diversas técnicas es la siguiente:

Método de Difracción de Rayos X.-

Este método, usado para determinar la proporción de los diversos mi

nerales presentes en una arcilla coloidal, consiste esencialmente en comparar las relaciones de las intensidades de las líneas de difracción de los diferentes minerales, con las intensidades de línea de la sustancia estandar. G.W. Brindley explicó que el uso de espectrómetros autorreguladores en lugar de técnicas fotográficas, incrementa considerablemente la precisión y la conveniencia del método de Rayos X. Brindley también cree que, el método de Rayos X para determinaciones cuantitativas, debería aplicarse con considerable reserva y que en los casos favorables la posibilidad de identificar especies con el análisis de Rayos X, debe tomarse con optimismo limitado.

Análisis Térmico Diferencial.-

El análisis térmico diferencial cuando se usa en conjunción con difracción de Rayos X y análisis químico permite la identificación de materiales difíciles de identificar de otra forma. Esta bien

establecido como una técnica para el control de materiales que cambian sus características al ser sometidos al calor. El uso de la técnica de análisis térmico diferencial para identificar un suelo expansivo no siempre es preciso.

Adsorción de Colorantes.-

Los colorantes y otros reactivos que exhiben colores característicos cuando son adsorbidos por una arcilla se han utilizado para identificar a estas. Cuando una muestra de arcilla ha sido previamente tratada con ácido, el color que toma por la adsorción del colorante, depende de la capacidad de intercambio de la base de los diversos minerales de arcilla presente. La presencia de montmorillonita puede ser detectada si las cantidades son mayores de 5 ó 10%. El procedimiento de prueba relativamente simple y rápido de tomar la coloración, comparado con el de difracción de Rayos X y

el análisis térmico diferencial justifica ampliamente la aplicación del método del color.

Análisis Químico.-

El análisis químico puede ser un valioso complemento de otros métodos tales como el análisis de Rayos X en la identificación de arcillas.

En el grupo de la montmorilonita de los minerales de arcilla, se puede utilizar el análisis químico para determinar la naturaleza del isomorfismo y mostrar el origen y posición de la carga en la red retícula.

De acuerdo con Kelley el carácter isomorfo del grupo de la montmorilonita no se puede demostrar por otro camino. El isomorfismo involucra 3 variaciones básicas en la sustitución: La sustitución de Al por Si en posición tetraedral en la red retícula, la sustitución de

Fe por Al en la coordinación octaedral, y la sustitución de Mg por Al en la posición octaedral.

Análisis en el Microscopio Electrónico.-

El examen microscópico de los minerales de arcilla ofrece una observación directa del material . Dos muestras de arcilla pueden dar el mismo patrón bajo el método de difracción de Rayos X y tener la misma curva en el análisis térmico diferencial, pero bajo el examen en el microscopio electrónico se descubrirán distintas características morfológicas.

El principal propósito del examen microscópico es determinar su composición mineralógica, textura y su estructura interna.

Ravina hizo estudios extensivos de la composición mineralógica de las arcillas expansivas con el uso del microscopio electrónico. Demostró que las arcillas no expansivas aparecen como placas

planas relativamente gruesas mientras que la montmorilonita tiene una textura ondulada, acanalada, como si fuera un panal de abejas. Es posible evaluar algunas propiedades de los suelos expansivos observando el grado de ondulado y unión entre partículas mediante la exploración en un microscopio electrónico.

METODO DE LAS PROPIEDADES INDICES.

Las pruebas de las propiedades índices de los suelos, se pueden usar para la evaluación del potencial de expansión de los suelos expansivos. Estas pruebas son de fácil ejecución y deberían incluirse como pruebas de rutina en la investigación de aquellos sitios de construcción que se encuentran dentro de áreas de suelos expansivos. Tales pruebas pueden incluir:

Límites de Atterberg

Contracción Líneal

Prueba de Expansión Libre

Prueba de Contenido de Coloides

Límites de Atterberg.-

Holtz y Gibbs demostraron en 1956 que el índice de plasticidad y el límite líquido son índices para determinar las características de expansión de la mayoría de las arcillas. Seed, Woodward, y Lundgren demostraron que el índice de plasticidad, sólo se puede usar como una indicación preliminar de las características de la expansión de la mayoría de las arcillas.

Potencial de Expansión.-

El potencial de expansión se define como el porcentaje de expansión de una muestra confinada lateralmente la cual se ha saturado bajo una sobrecarga de 0.0703 Kg/cm^2 (1 lb/pulg²) después de haber sido compactada a su máxima densidad y contenido de humedad óptima de acuerdo a la prueba de compactación AASHO. De esto, Seed, Woodward y Lundgren establecieron las siguientes relaciones simplificadas:

$$S = 60 K (IP)^{2.44}$$

en la cual:

S = Potencial de Expansión

K = 3.6×10^{-5} es una constante

IP = Índice de Plasticidad

La ecuación anterior se aplica sólo a los suelos con contenido de -
partículas arcillosas entre 8 y 65% y el valor calculado es probable-
mente exacto para aproximadamente el 33% del potencial de expan-
sión determinado en el laboratorio.

Puesto que el límite líquido y la expansión de las arcillas de
penden de la cantidad de agua que una arcilla trata de absorber no
es sorprendente que ambos conceptos estén relacionados.

La relación entre el potencial de expansión de las arcillas y
el índice de plasticidad se puede establecer como sigue:

| Potencial de Expansión | Indices de Plasticidad |
|------------------------|------------------------|
| Bajo | 0-15 |
| Medio | 10-35 |
| Alto | 20-55 |
| Muy alto | 35-6 más |

Aunque puede ser cierto que suelos altamente expansivos manifestarán propiedades índices altas, lo inverso no es cierto.

Contracción Líneal.-

El potencial de expansión se supone que está relacionado con la propiedad contraria de contracción líneal, medida con una prueba muy simple. En teoría resulta que las características de la contracción de la arcilla deberían de ser un índice confiable y consistente para el potencial de expansión.

En 1955 Altmeyer sugirió como una guía para la determinación del potencial de expansión para diversos valores de límites de contracción y contracción líneal lo siguiente:

| Límite de Contracción % | Contracción Lineal % | Grado de Expansión |
|-------------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Menores de 10 | Mayores de 8 | Crítico |
| 10 - 12 | 5 - 8 | Marginal |
| Mayores de 12 | 0 - 5 | No crítico |

Sin embargo investigadores recientes no lograron mostrar conclusiones evidentes de la correlación entre el potencial de expansión y el límite de contracción.

Expansión Libre.-

Las pruebas de expansión libre consisten en colocar un volumen conocido de suelo seco en el agua y observar el volumen expandido - después de que el material se haya asentado sin sobrecarga alguna - en el fondo de una probeta graduada. La diferencia entre el volumen final y el inicial, expresada como un porcentaje del volumen inicial

es el valor de la expansión libre. La prueba de expansión libre es muy burda y fué utilizada cuando no se disponía de métodos de prueba más refinados.

Los experimentos dirigidos por Holtz, indicaron que una buena parte de la bentonita comercial de alta expansión, tendrá valores de expansión libre del orden de 1200 a 2000 por ciento. Holtz sugirió que los suelos que tienen un valor de expansión libre tan bajo como el 100% pueden causar considerables daños a estructuras ligeras, en tanto que los suelos que tienen un valor de expansión libre menor de 50% raramente exhibirán cambios de volumen apreciables aún bajo cargas muy ligeras.

Contenido de Coloides.-

Las características de las dimensiones de las partículas de una arcilla parecen tener influencia sobre su potencial de expan--

sión, particularmente el contenido de coloides. Seed, Woodward y Lundgren, opinaron que no hay correlación entre el potencial de expansión y el porcentaje del tamaño de las partículas. Sin embargo, para un tipo de arcilla dado, la cantidad de expansión se incrementará con la cantidad de partículas de arcilla presentes en el suelo como se muestra en la fig. 22.

Para cualquier tipo de arcilla dada, la relación entre el potencial de expansión y el porcentaje de partículas de arcilla se puede expresar por la ecuación:

$$S = KC^x$$

Donde: S = Potencial de Expansión, expresado como un porcentaje de la expansión bajo una sobrecarga de 0.0703 Kg/cm² (1 lb/pulg²), de una muestra compactada con su contenido de humedad óptimo a la máxima densidad en la prueba de compactación AASHO estándar.

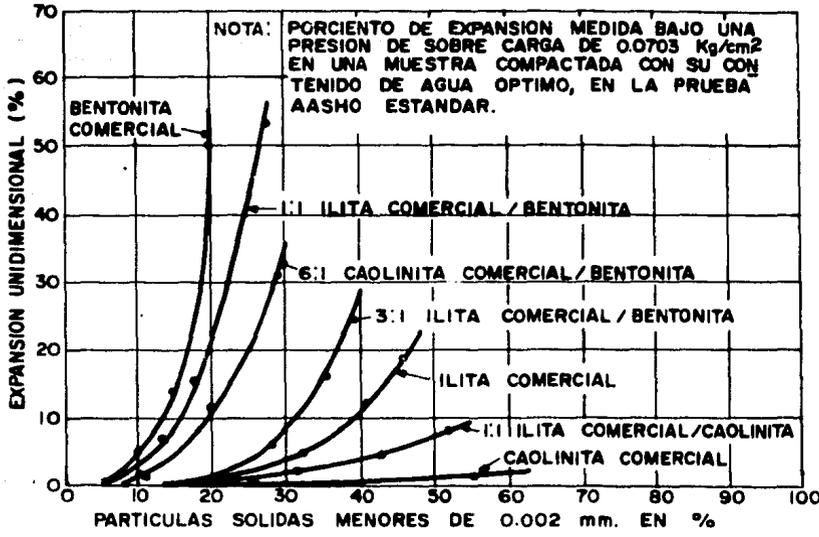


Fig. 22 - Relación entre el porcentaje de expansión y el porcentaje de partículas solidas menores de 0.002mm. segun Seed, Woodward y Lundgren.

C = Porcentaje de partículas menores de 0.002 mm

X = Exponente que depende del tipo de arcilla .

K = Coeficiente que depende del tipo de arcilla.

Donde la cantidad de las partículas menores de 0.002 mm - determinada por la prueba del hidrómetro, la calidad o tipo de coloides, la cual está reflejada por X y K en la anterior ecuación, controla la cantidad de expansión. El contenido de coloides así como los límites de Atterberg se deberían incluir en la rutina del laboratorio cuando se investiga sobre suelos expansivos.

MÉTODOS DE CLASIFICACION

Cuando se utilizan pruebas de laboratorio rutinarias tales como límites de Atterberg, contenido de coloides, límite de contracción, y otros, el potencial de expansión se puede evaluar sin recurrir a las medidas directas. Algunos de estos métodos son los siguientes:

Método USBR.-

Desarrollado por Holtz y Gibbs, se basa en la consideración simultánea de varias propiedades de los suelos. Las relaciones típicas de estas propiedades con el potencial de expansión se muestran en la fig. 23.

Basados en las curvas presentadas en la fig. 23, Holtz propuso la identificación de las arcillas expansivas bajo los siguientes criterios.

**DATOS PARA ESTIMAR EL PROBABLE CAMBIO DE VOLUMEN
DE SUELOS EXPANSIVOS**

Datos de pruebas físicas

| Contenido de co- loides, porcenta- je de partículas menores de - 0.001 mm | Indice de Plasticidad | Límite de Contracción | Expansión proba- ble, cambio de volumen por cien- to total. | Grado de Expansión |
|---|--------------------------|--------------------------|--|-----------------------|
| > 28 | > 35 | < 11 | > 30 | Muy alto |
| 20-13 | 25-41 | 7-12 | 20-30 | Alto |
| 13-23 | 15-28 | 10-16 | 10-30 | Medio |
| > 15 | < 18 | > 15 | < 10 | Bajo |

Basado en la sobrecarga vertical de 0.0703 kg/cm^2 (1 lb/pulg^2). Según Holtz y Gibbs.

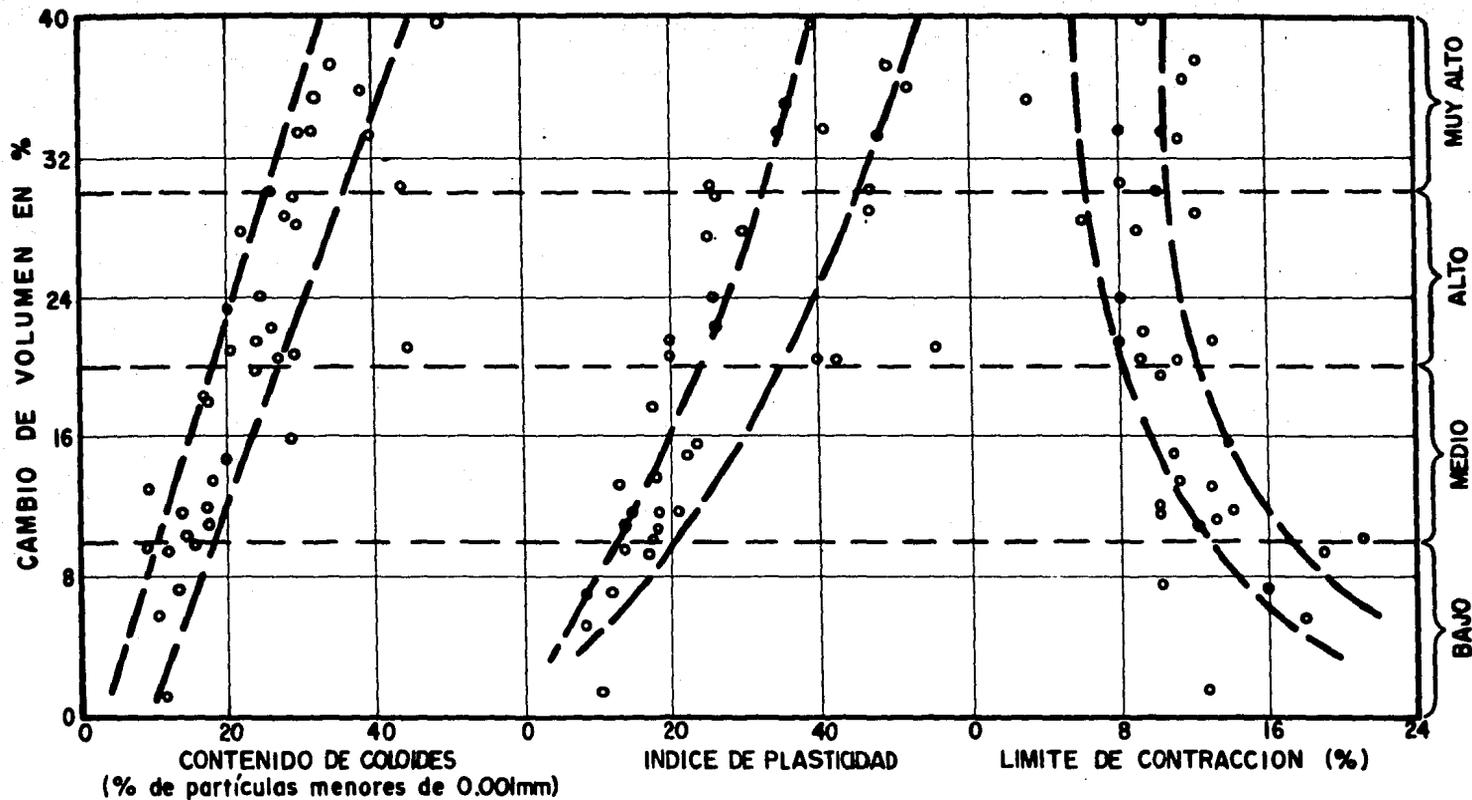


Fig. 23.- Relación de cambio de volumen a contenido de coloides, índice de plasticidad, y límite de contracción (según Holtz y Gibbs)

Se debe señalar que la fig. 23, se basó en las pruebas de expansión realizadas a 45 muestras inalteradas y remoldeadas, y por lo tanto los datos acumulados no son suficientes para obtener relaciones empíricas precisas entre la expansión medida y las tres pruebas índices. Especial consideración debería darse a la diferencia del comportamiento del suelo entre muestras inalteradas y remoldeadas.

Chen realizó en los últimos 15 años varios miles de pruebas de potencial de expansión y propiedades índices. De los resultados de prueba de 321 muestras inalteradas se pudo adoptar una curva de regresión como se muestra en la fig. 24. La relación entre el potencial de expansión y el índice de plasticidad se puede expresar como sigue:

$$S = Be^{A(IP)}$$

En donde: $A = 0.0838$

$$B = 0.2558$$

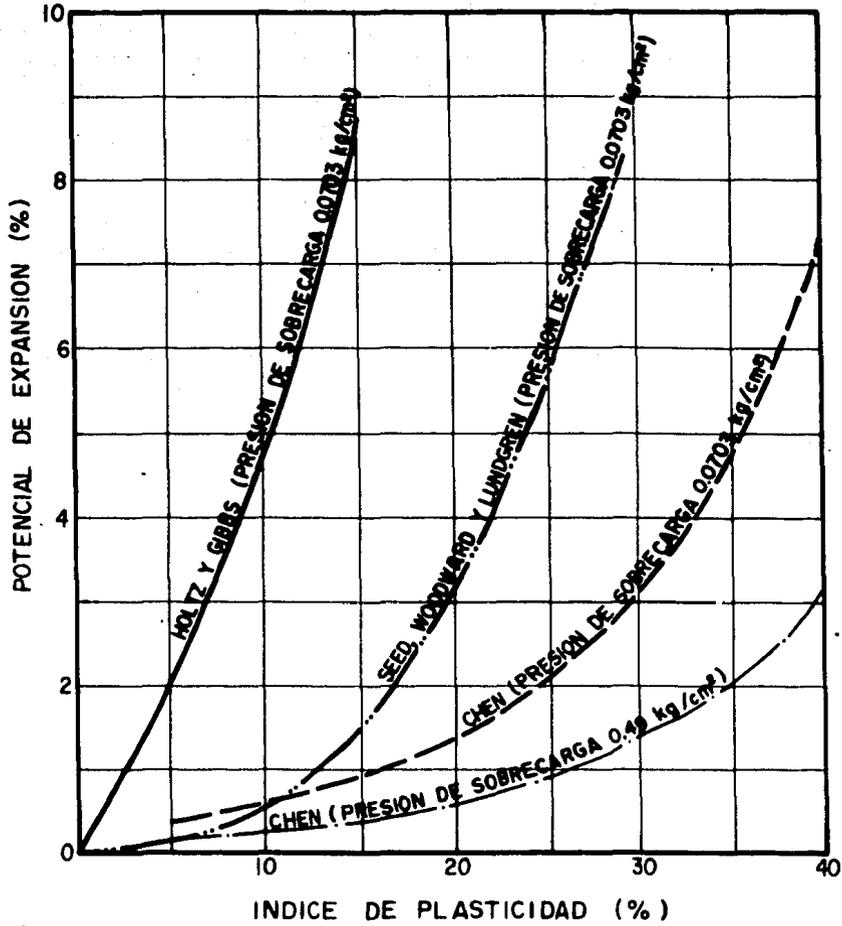


Fig. 24 - Relación entre el cambio de volumen y el índice de plasticidad según Holtz, Seed y Chen.

De la fig. 24 se ve que cuando el índice de plasticidad se incrementa, el incremento del potencial de expansión es mucho menor que el predicho por Holtz y Gibbs o por Seed, Woodward y Lundgren. Todas las pruebas están realizadas con una presión de sobrecarga de 0.0703 Kg/cm^2 (1 lb/pulg^2), con contenido de humedad entre 15 y 20% y densidad seca entre 1600 Kg/m^3 y 1765 Kg/m^3 .

Actividad de la Arcilla.-

La actividad de la arcilla es un método propuesto por Seed, Woodward y Lundgren, este método se basó en muestras remoldeadas, para ello se prepararon suelos artificiales, compuestos de 23 mezclas de bentonita, illita, caolinita y arena fina. La expansión se determinó como un porcentaje de la expansión de una muestra saturada al 100%, previamente compactada a su máxima densidad y contenido de humedad óptimo, con la prueba de compactación -

AASHO estandar bajo una sobrecarga de 0.0703 Kg/cm^2 . La actividad para las muestras preparadas artificialmente se definió como:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{IP}}{\text{C}-10}$$

En donde C es el porcentaje de partículas de arcilla menores de 0.002 mm . La carta de clasificación propuesta se muestra en la fig. 25.

El método de la actividad de la arcilla parece ser un adelanto con respecto al método de USBR en el que el límite de contracción no intervino en la evaluación del potencial de expansión. También se hizo un intento para diferencias entre muestras inalteradas y remoldeadas.

MEDIDAS INDIRECTAS.

Las medidas indirectas del potencial de expansión de suelos expansivos han tenido diversos enfoques. El método de Ladd y

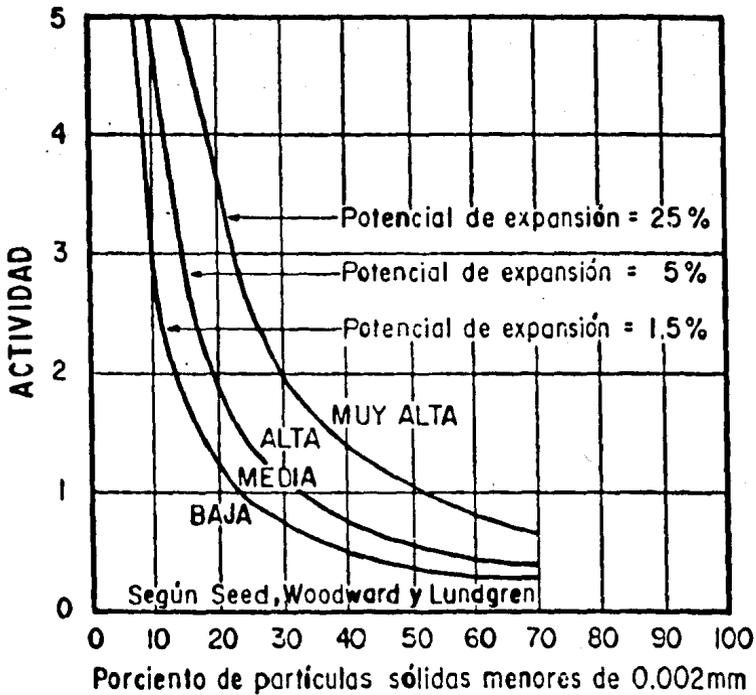


Fig.25- Carta de clasificación para el potencial de expansión según Seed, Woodward y Lundgren.

Lambe por una medición del PVC es probablemente el método más simple y rápido, en tanto que el método de succión del suelo se considera como una nueva propuesta para evaluar el potencial de expansión y la presión de expansión.

Método PVC.-

La determinación del cambio potencial de volumen (PVC) de un suelo, fué desarrollado por T.W. Lambe bajo los auspicios de la Administración de la Vivienda Federal (Federal Housing Administration). Se especificaron muestras remoldeadas. Primero se compactó la muestra en un anillo fijo del consolidómetro con una energía de compactación de $268\ 775\ \text{Kg-m/m}^3$. Luego se aplicó una presión inicial de $14.06\ \text{Kg/cm}^2$ y se agregó el agua a la muestra, la cual está parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de prueba. La lectura del anillo de prueba se toma transcurridas dos horas. Esta lectura se convierte a presión

y se define como el índice de expansión. De la fig. 26 el índice de expansión puede convertirse a cambio potencial de volumen. -

Lambe estableció las siguientes categorías, de la clasificación -

PVC.

| <u>Clasificación PVC</u> | <u>Categoría</u> |
|--------------------------|------------------|
| Menores de 2 | No crítica |
| 2-4 | Marginal |
| 4-6 | Crítica |
| Mayores de 6 | Muy crítica |

El método de evaluación PVC ha sido muy utilizado por la -

Administración de la Vivienda Federal (Federal Housing Administra-
tion). Así como por el Departamento de Carreteras del Estado de
Colorado (Colorado State Highway Department). Debe hacerse no-
tar que la prueba de evaluación PVC en sí misma no mide el poten-
cial de expansión. El potencial de expansión real puede ser mu-
cho mayor que el valor indicado por el PVC. La prueba de evalua

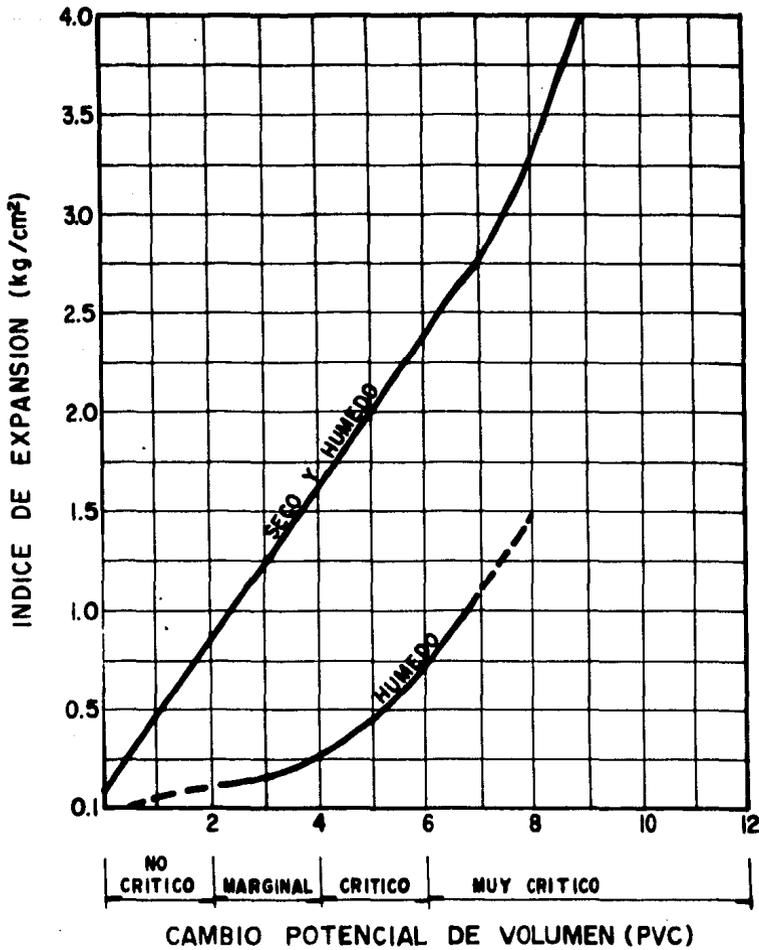


Fig. 26 - Relación entre el Índice de Expansión y el Cambio Potencial de Volumen (Según FHA Soil PVC Meter Publication, Federal Housing Administration, Publicación N° 701)

ción PVC deberá usarse sólo como una comparación entre diversos -
suelos expansivos.

Ladd y Lambe propusieron un sistema de clasificación en 1961
mediante el cual los suelos se clasifican con respecto al PVC debi
do tanto a la expansión como a la contracción. El método no ha -
recibido mucha atención.

Succión de Suelos. -

En el análisis teórico, la succión total se puede considerar -
que consiste del potencial osmótico, del potencial gravitacional y
del potencial capilar. Sin embargo en la ingeniería práctica se con
sidera satisfactorio realizar el análisis de laboratorio simulando el
potencial capilar real en el suelo. El potencial capilar se puede -
considerar como el equivalente a la presión de poro negativa en el
nivel inferior del molde de succión. El potencial capilar de un sue

lo sin saturar se identifica frecuentemente en términos de la succión del mismo.

La succión del suelo se expresa con un término designado como pF, que es el logaritmo del equivalente de la elevación capilar en centímetros de agua. De esta manera un pF de 2 representa 100 cm de presión hidrostática, 0.1025 Kg/cm^2 , un pF de 4 representa 10000 cm de presión hidrostática 10.25 Kg/cm^2 , etc.

La cantidad de succión del suelo de una muestra en equilibrio con agua libre es cero. Cuando se va secando, la cantidad de succión del suelo aumenta rápidamente. Cuando se seca la muestra en el horno, el valor puede ser de varios miles de atmósferas.

Obermeier, enunció que en una masa de arcilla saturada, la descarga de esfuerzos durante la excavación puede dar como resultado un significativo incremento en la presión de poro negativa en las

capas subsiguientes. Por lo tanto, el agua puede fluir dentro del suelo que quedó bajo el área de excavación y causar expansión .

Más tarde, Obermeier, opinó que los esfuerzos de tensión y cor-
tante pueden haber tenido una contribución importante en el levan
tamiento de suelos arcillosos. El potencial expansivo a largo pla-
zo que resulta de quitar esfuerzos durante la excavación de suelos
arcillosos, se podrá predecir algún día con el uso de una prueba -
de succión.

El objetivo de medir la succión del suelo es predecir el movi
miento de la humedad de equilibrio más que medir directamente el
potencial de expansión.

RESULTADOS OBTENIDOS EN LA CIUDAD DE QUERETARO.

En el estudio realizado en la ciudad de Querétaro, se aplica-
ron los tres métodos mencionados anteriormente para clasificar sue-
los expansivos.

El primero de ellos, el de identificación mineralógica, se llevó a cabo mediante la técnica de Difracción de Rayos X, el cual -
 fué complementado con Análisis Químicos para determinar la composición mineralógica de los suelos ensayados, los resultados obtenidos son los siguientes:

| | |
|-----------------------|---------|
| Montmorilonita | 39.01 % |
| Anortita | 28.31 % |
| Cristobalita + Cuarzo | 17.29 % |
| Hematita | 4.36 % |
| Microclina | 2.07 % |
| Albita | 0.50 % |
| Otros | 8.46 % |

Como puede observarse, los datos anteriores muestran una franca preponderancia de la montmorilonita, que como ya se explicó anteriormente son los minerales de arcilla más expansivos y -
 tienden a formarse en zonas con las características del lugar en estudio.

También se aplicaron los Métodos Indirectos para evaluar el potencial de expansión de estos suelos, las pruebas realizadas fueron:

Límites de Atterberg

Prueba de Contenido de Coloides

Prueba de Expansión Libre

En la fig. 27 se presentan los resultados obtenidos para los límites de plasticidad de los suelos arcillosos situados en la zona mencionada (a la salida hacia Celaya), y los correspondientes a otros estudios realizados en la zona urbana de la ciudad. Los primeros caen dentro de la zona de CH, próximos a la línea A.

Así mismo, el contenido de coloides se determinó con hidrómetro obteniéndose los porcentajes de partículas sólidas menores de 0.002 mm y de 0.001 mm. Fig. 28.

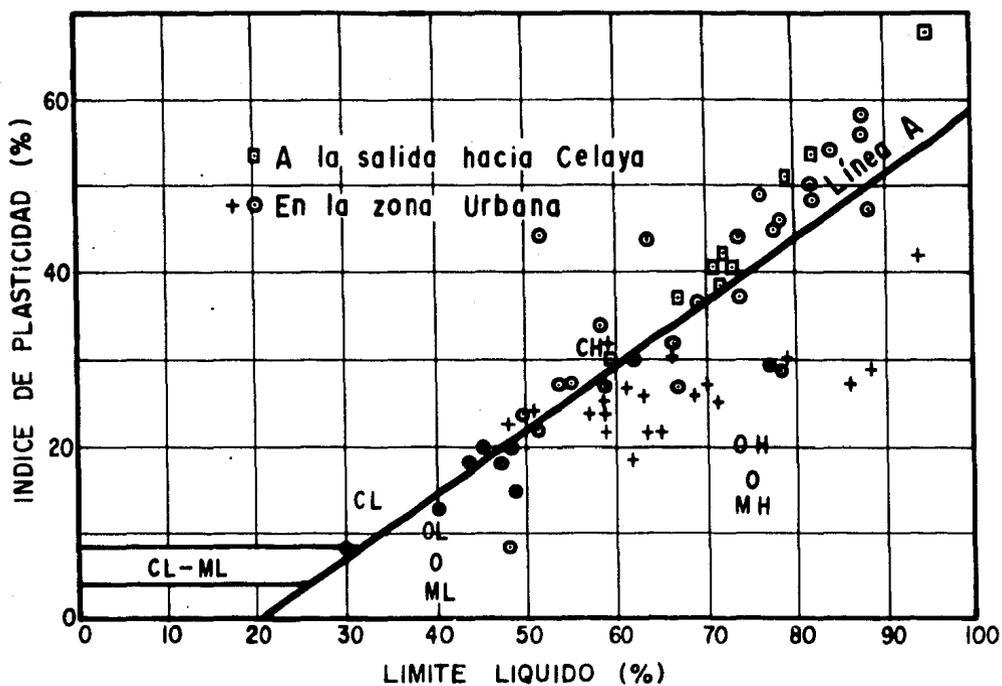


Fig. 27-Plasticidad de las arcillas del Valle de Querétaro.

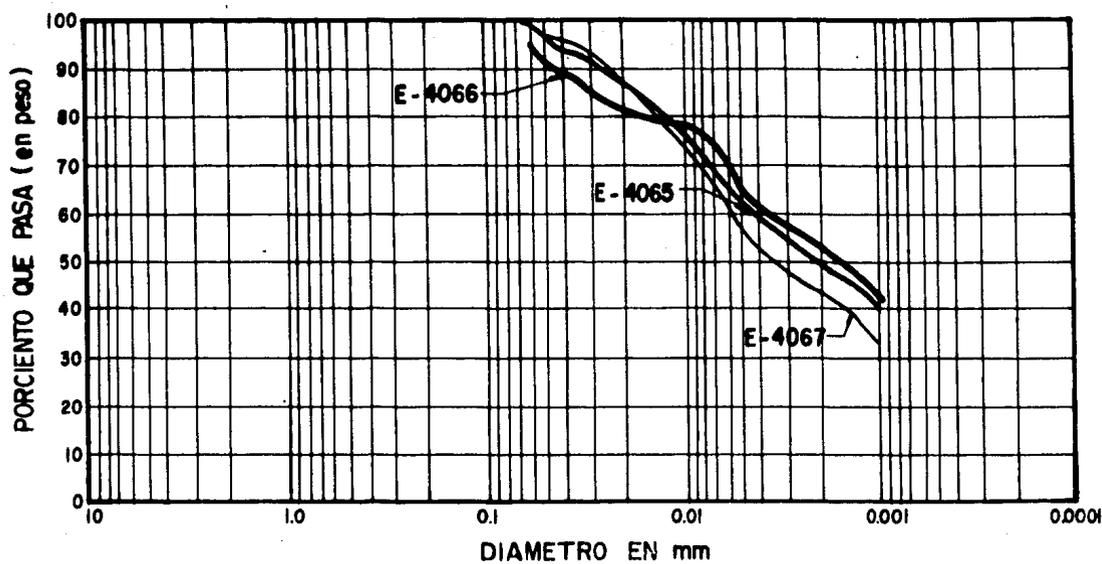


Fig. 28-Curvas granulométricas de la arcilla de Querétaro.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

| | |
|--------------------------------|-----|
| Partículas menores de 0.002 mm | 50% |
| Partículas menores de 0.001 mm | 40% |

Con estos datos se calculó la Actividad, aplicando la expresión:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{Índice Plástico}}{\% \text{ de partículas menores de } 0.002 \text{ mm-10}}$$

Los valores obtenidos se llevaron a la gráfica que representa el criterio de Seed, Woodward y Lundgren, obteniéndose que el suelo en estudio es de un potencial de expansión que lo califica como de alta a muy alta expansividad, fig. 29.

Por otra parte, aplicando el criterio de USBR desarrollado por Holtz y Gibbs, también se determinó que el suelo es altamente expansivo, según puede observarse en la fig. 30.

De lo anterior se puede definir que, la aplicación de los diversos métodos para clasificar suelos expansivos a la arcilla de -

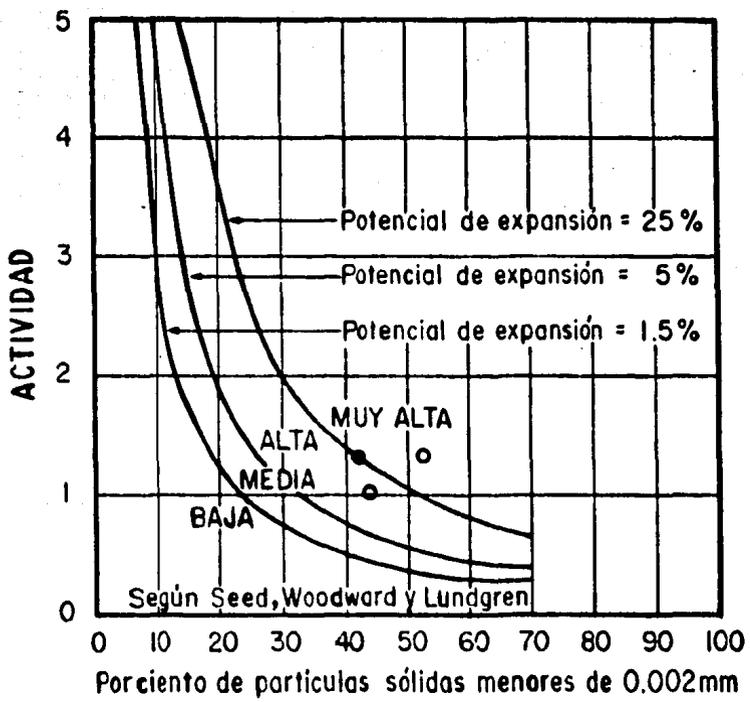


Fig.- 29

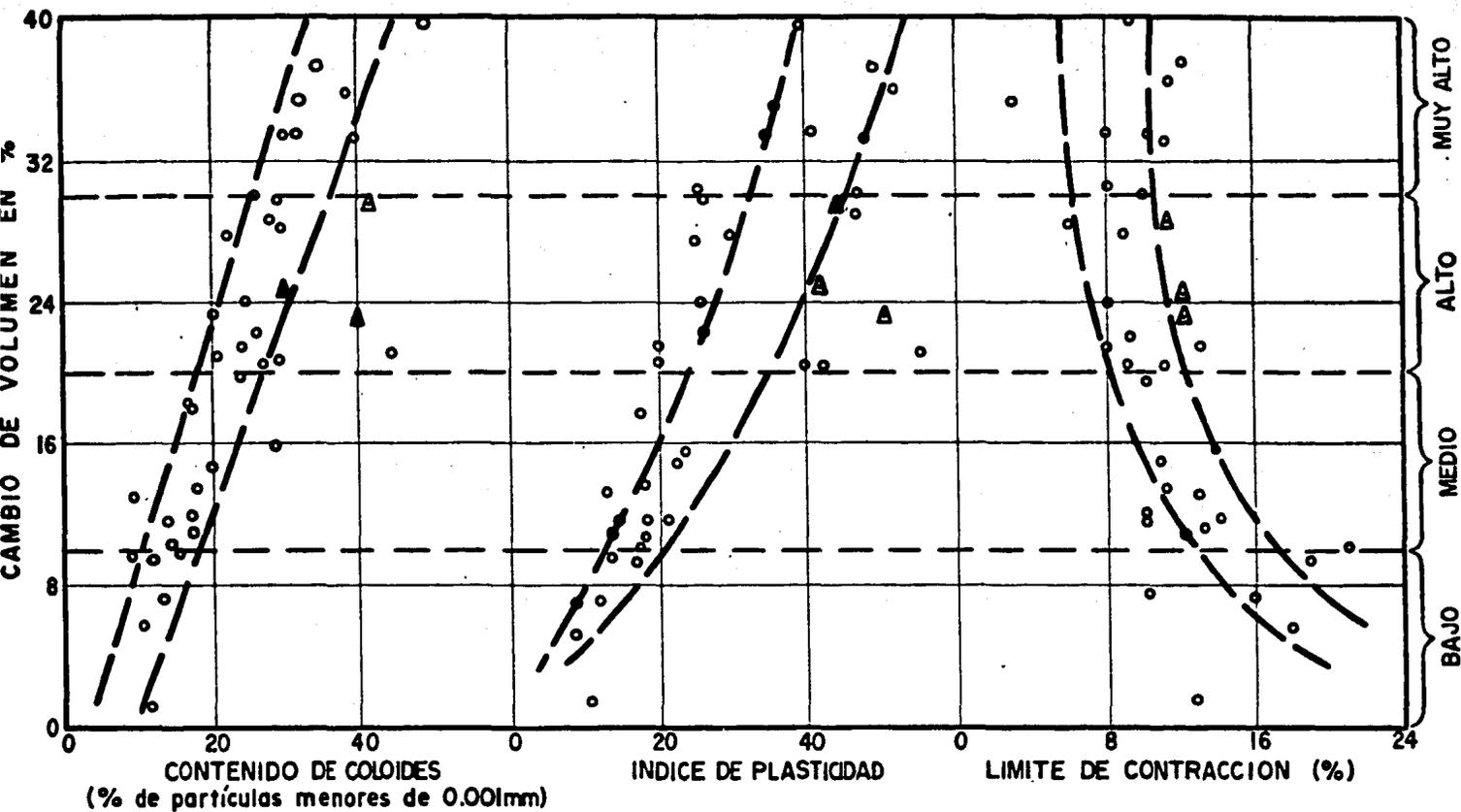


Fig.- 30

Querétaro, da lugar a resultados congruentes, que permiten concluir que se trata de un suelo típicamente expansivo.

Ahora bien, el fenómeno tiene particular importancia en el sitio en estudio, en virtud de que el contenido de agua aumenta en el suelo fino superficial hasta prácticamente saturarse, como consecuencia de que el drenaje natural de la zona es muy deficiente y cuando ocurren precipitaciones concentradas en pocos días, se producen inundaciones. Por lo demás, resulta conveniente mencionar que en la zona, el nivel de aguas freáticas aparece a una profundidad mayor a 15 metros.

VIII.- CRITERIOS PARA EVALUAR LA EXPANSION DE LOS SUELOS -
EXPANSIVOS. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CASO DE LA
CIUDAD DE QUERETARO.

Los métodos de Identificación Mineralógica e Indirectos re-
señados en el capítulo anterior, para identificar suelos expansivos,
permiten determinar las características de la expansión de este ti-
po de suelos, midiendo su susceptibilidad a cambiar de volumen.
Sin embargo, esta evaluación es sólo de tipo cualitativo, lo cual no
permite conocer la presión que podrá ejercer el suelo al expanderse
sobre una estructura desplantada en el, y en consecuencia prevenir
los posibles daños.

Para tener un valor numérico que cuantifique esta presión, -
se hace uso del método directo, el cual es el procedimiento más sa-
tisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión
y la presión de expansión de una arcilla expansiva. Haciendo uso
de este método se puede obtener un parámetro cuantitativo que eva-

lua la tendencia de un suelo hacia la expansión; este parámetro es la presión de expansión.

LA PRESION DE EXPANSION SE DEFINE COMO LA PRESION REQUERIDA PARA MANTENER EL VOLUMEN DE UNA MUESTRA CONSTANTE. LA PRESION DE EXPANSION SE CONSIDERA COMO LA PROPIEDAD FISICA BASICA DE UN SUELO EXPANSIVO Y DEBERA USARSE PARA REPORTAR UN PARAMETRO CUANTITATIVO DE LA TENDENCIA DE UN SUELO HACIA LA EXPANSION.

METODO DIRECTO.

El método más satisfactorio y conveniente para determinar el potencial de expansión y la presión de expansión de una arcilla expansiva, es el método de las medidas directas. Las medidas directas de suelos expansivos se pueden realizar con el uso del consolidómetro unidimensional del tipo convencional. El consolidómetro -

puede ser tipo plataforma, tipo escala, o de otros tipos. La carga se puede aplicar con aire como en el caso del consolidómetro - Conbel o por peso directo como en el caso del consolidómetro de - cantiliver. La muestra de suelo se coloca entre dos placas porosas y se confina en un anillo metálico. El diámetro del anillo, varía de 5.08 cm a 10.16 cm dependiendo del tipo de dispositivo que se utilice en el muestreo. Los espesores de la muestra, varían de 1.27cm a 2.54 cm. La muestra de suelo puede ser inundada desde la base hasta la parte superior. La expansión vertical medida, se reporta - como un porcentaje del espesor inicial de la muestra y es lo que - se conoce como el porcentaje de expansión.

Un procedimiento como el anterior, permite una evaluación fácil y precisa del potencial de expansión de una arcilla bajo diver- sas condiciones. Después de que el suelo ha alcanzado su máxi- mo incremento de volumen, se vuelve a cargar de nuevo la muestra

y se determina la presión de expansión. De esta manera la presión de expansión se puede evaluar fácilmente sin recurrir a aparatos que mantengan constante el volumen del suelo.

Ahora bien en la ejecución de una prueba de expansión las -
más importantes variables que se involucran son las siguientes:

- 1.- Estado de la muestra.- Para una muestra inalterada se incluye la condición de la muestra, el método de muestreo y la historia de esfuerzos de la muestra. Para muestras remoldeadas, se incluye el método de compactación, el tiempo de curado antes y después de la compactación y el peso volumétrico máximo.
- 2.- Contenido de Humedad.- A más bajo contenido inicial de humedad se tendrán mayores expansiones. El contenido inicial de humedad es afectado por:

- a) El tiempo que se deja la muestra en el anillo antes de humedecerla.
- b) El grado de evaporación que se permite mientras la muestra está en el anillo, y
- c) La temperatura y humedad del laboratorio.

3.- Presión de Sobrecarga.- Incrementando la carga aplicada se reducirá la magnitud de la expansión. La presión de sobrecarga que la mayoría de los laboratorios utilizan, varía en el rango de 0.0703 Kg/cm^2 a 0.703 Kg/cm^2 .

4.- Tiempo Requerido.- El tiempo requerido para completar totalmente el proceso de expansión puede variar considerablemente y depende de la permeabilidad de la arcilla, del contenido de agua de la muestra, del peso volumétrico seco máximo y del espesor de la muestra. Para una muestra inaltera-

da que tiene un espesor de 2.54 cm pueden requerirse varios días para completar la expansión total.

RESULTADOS OBTENIDOS EN LA CIUDAD DE QUERETARO.

En el área que ocupa la Unidad Deportiva de la ciudad de Querétaro se efectuaron sondeos a cielo abierto, extrayéndose muestras inalteradas y remoldeadas, las cuales fueron ensayadas siguiendo el método de las medidas directas, se obtuvo así la expansión unidimensional en por ciento y la presión de expansión. Los resultados obtenidos se resumen en las Tablas VII y VIII.

Los resultados de la Tabla VIII se obtuvieron con muestras preparadas con su contenido de agua óptimo y peso volumétrico seco máximo (procedimiento AASHO estandar) bajo una sobrecarga de 0.5 Kg/cm^2 que se aplicó por 24 horas.

TABLA VIIMUESTRAS INALTERADAS

| <u>CONCEPTO</u> | <u>PRESION APLICADA</u> 0.501 Kg/cm ² |
|--|---|
| CONTENIDO DE AGUA INICIAL MEDIA % | 28.7 |
| DESVIACION ESTANDAR | 1.25 |
| RANGO DE EXPANSION Kg/cm ² | 2.29 - 3.97 |
| PRESION DE EXPANSION MEDIA Kg/cm ² | 2.9 |
| DESVIACION ESTANDAR | 0.53 |
| EXPANSION UNIDIMENSIONAL MEDIA % | 25.6 |
| DESVIACION ESTANDAR | 2.83 |

TABLA VIII

MUESTRAS REMOLDEADAS

| <u>CONCEPTO</u> | <u>PRESION APLICADA EN Kg/cm²</u> | | |
|--|--|---------|-----------|
| | 0.5 | 1.0 | 2.0 |
| RANGO DE EXPANSION EN Kg/cm ² | 1.5-3.70 | 1.5-4.0 | 2.25-2.63 |
| PRESION DE EXPANSION MEDIA Kg/cm ² | 2.61 | 2.83 | 2.46 |
| DESVIACION ESTANDAR | 0.90 | 1.47 | 0.16 |
| EXPANSION UNIDIMENSIONAL MEDIA % | 13.09 | 12.50 | 16.14 |
| DESVIACION ESTANDAR | 2.58 | 2.15 | 3.99 |

Por el contrario, los resultados obtenidos con muestras del mismo sitio, pero aplicando el método de Hveem para determinar la presión de expansión fueron los siguientes:

| | |
|--|-------------|
| RANGO DE EXPANSION EN Kg/cm ² | 0.004-0.139 |
| PRESION DE EXPANSION MEDIA Kg/cm ² | 0.079 |
| DESVIACION ESTANDAR | 0.057 |

Haciendo un análisis comparativo de estos métodos, se puede observar que el valor obtenido para la presión de expansión media con el método de Hveem, es el 2.7% del valor obtenido con el método de las medidas directas.

Esta discrepancia tan acentuada, puede deberse a la incertidum bre que ocasiona el efectuar la prueba de expansión, con dispositivos en el que se desarrolla una excesiva fricción del recipiente que

la contiene, ocasionando con ello el que la expansión potencial que puede desarrollar el suelo, se restrinja. W.G. Holtz en su método - que presentó a la A.S.C.E. (American Society of Civil Engineers) - para determinar la expansión unidimensional y la presión de expansión de suelos arcillosos, estableció, en base a su experiencia que, siendo las dimensiones de los anillos del consolidómetro más comunmente usadas aquellas que varían entre 10.8 cm ($4\frac{1}{4}$ pulg) de diámetro por 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ pulg.) de altura y 6.35 cm (2.5 pulg.) de diámetro por 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ pulg.) de altura, el diámetro no debería ser menor de 5.08 cm (2 pulg.) y la altura no mayor de $\frac{3}{10}$ del diámetro. Así mismo hizo notar que para especímenes de diámetro pequeño, la altura del recipiente no debe ser menor de 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ pulg.) ya que alturas menores introducen errores causados por la magnitud de la superficie. Por el contrario, alturas mayores que la relación $\frac{3}{10}$

del diámetro causan excesiva fricción lateral. El corolario de Holtz, reconocido investigador de suelos expansivos, es que para pruebas de expansión deberfan utilizarse los anillos de consolidación de mayor diámetro, ya que ellos limitan la acción del suelo en menor grado.

Relacionado con lo anterior, en el método de Hveem, se coloca un espécimen de 6.3 cm de altura en un recipiente de forma cilíndrica cuyas dimensiones son 10.16 cm (4 pulg.) de diámetro y 12.7 cm (5 pulg.) de altura, de tal forma que la relación $\frac{3}{10}$ del diámetro para la altura de la muestra por ensayar, no se cumple como se observa a continuación:

$$\frac{3}{10} \times 10.16 = 3.048 \text{ cm}$$

Este resultado implica que la altura del espécimen por ensayar es aproximadamente dos veces mayor de lo que debiera ser a fin de no restringir por fricción la expansión del suelo ensayado.

El contexto anterior permite reafirmar la tesis de que estandarizar la prueba de expansión es un elemento importante para el estudio de los suelos expansivos; tomando en cuenta que el método de las medidas directas es la prueba más importante y confiable para el estudio de los suelos expansivos, este proceso no parece difícil y por el contrario permitiría la evaluación y la comparación de un buen número de los datos de pruebas.

Se anexa en este capítulo el texto íntegro de la prueba sugerida por W.G. Holtz.

**METODO DE PRUEBA SUGERIDO PARA EXPANSION
UNIDIMENSIONAL Y PRESION DE EXPANSION
DE SUELOS ARCILLOSOS**

Por W.G. Holtz

Alcance.-

1.1 Este método explica como realizar pruebas de expansión sobre muestras inalteradas o muestras de suelos arcillosos compactados que no tienen partículas de tamaños mayores a 0.48 cm

($\frac{3}{16}$ pulg., que pasan la malla N° 4 estandar A.S.T.M.) La

prueba se realiza para determinar:

- 1) La magnitud del cambio de volumen bajo condiciones de carga o sin carga.
- 2) La proporción del cambio de volumen
- 3) La influencia de la humedad sobre el cambio de volumen
- 4) La permeabilidad axial de suelos confinados lateralmente, bajo carga axial o sin carga durante la expansión.

La saturación (sin drenaje) tiene lugar axialmente. La penetración del agua se efectúa axialmente para determinar el efecto de saturación y permeabilidad. Los especímenes preparados para esta prueba, pueden también usarse para determinar la contracción vertical o volumétrica en la medida en que el contenido de agua disminuye.

El cambio total de volumen para suelos expansivos, se determina a partir de la expansión más los valores de contracción para los diferentes rangos del contenido de agua.

- 1.2 Los datos de las pruebas de expansión se pueden usar, para estimar el alcance y la proporción del levantamiento del terreno bajo estructuras o en estructuras de tierra, y las pruebas de contracción se pueden usar, para estimar los cambios de volumen que ocurrirán en los suelos sujetos a seca

do, siempre que, las condiciones naturales y condiciones de operación se dupliquen.

2.- Significado

2.1 Las características de expansión de una masa de suelo - están influenciadas por varios factores. Algunos de estos son el tamaño y la forma de las partículas del suelo, el contenido de humedad, la densidad, cargas aplicadas, historia de cargas y propiedades mineralógicas y químicas. Debido a la dificultad para evaluar estos factores individuales, las propiedades del cambio de volumen no se pueden predecir con ningún grado de confianza si no se realizan pruebas de laboratorio. Cuando los problemas de expansión son críticos, es importante ensayar - muestras de los sitios que se estén considerando.

2.2 Las pruebas de laboratorio que se describen aquí tienen por objeto el estudio de suelos que no tienen partículas mayores que el tamaño de la malla estándar N° 4 - ($\frac{3}{16}$ pulg.). Si la prueba se efectúa sobre la fracción que pasa la malla N° 4 en suelos que contienen material granular (de tamaños mayores que la malla N° 4) algunos ajustes se requieren en cualquier análisis. Las partículas granulares reducen el cambio de volumen porque reemplazan la fracción más activa del suelo.

3.- Aparatos

3.1 Consolidómetro.- Los consolidómetros convencionales de laboratorio, se utilizan para la prueba de expansión. La mayoría de los consolidómetros usados son de los tipos de anillo fijo y anillo flotante. La fig. 31 ilustra el de

anillo fijo. Cualquiera de los dos es adecuado. Ambos tipos están disponibles comercialmente. En el anillo fijo, todos los movimientos del espécimen relativos al recipiente, son ascendentes durante la expansión. En el anillo flotante el movimiento de la muestra de suelo es hacia arriba y hacia abajo, alejándose del centro durante la expansión. El material del recipiente en el consolidómetro de anillo fijo y en el consolidómetro de anillo flotante, consiste de anillos de bronce o plástico y otras partes componentes. Las dimensiones de los anillos más comunmente usados varían entre 10.8 cm ($4 \frac{1}{4}$ pulg.) de diámetro por 3.18 cm ($1 \frac{1}{4}$ pulg.) de altura y 6.35 cm (2.5 pulg.) de diámetro por 1.91 cm ($\frac{3}{4}$ pulg.) de altura, aunque también se usan otras dimensiones. Sin embargo, el diámetro no debería ser mayor de 5.08 cm

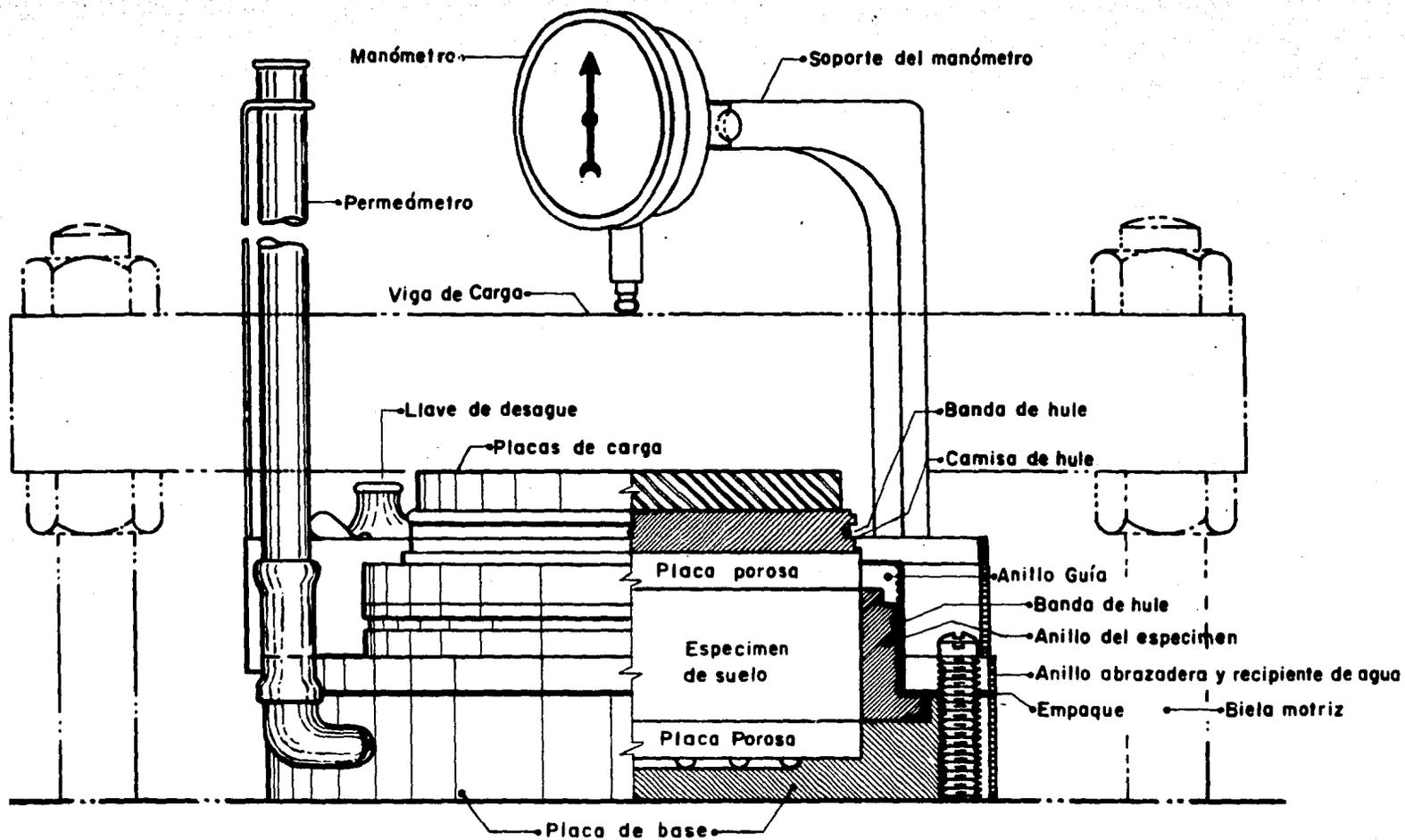


Fig. 31 - Consolidómetro de anillo fijo

(2 pulg.) y el espesor no mayor de $\frac{3}{10}$ del diámetro, -

excepto que el espesor no debe ser menor de 1.91 cm

($\frac{3}{4}$ pulg.) para especímenes de diámetro pequeño. Me-

nores alturas, introduce errores causados por la magnitud

de la superficie, en tanto que espesores grandes causan

excesiva fricción lateral. Para pruebas de expansión se

prefieren los anillos de consolidación de mayor diámetro,

ya que ellos limitan la acción del suelo en menor grado.

En una prueba en la que se usa un aparato de anillo flo-

tante, la fricción entre el espécimen de suelo y el reci-

piente es más pequeña que con el aparato de anillo fijo.

Por otra parte, el aparato de anillo fijo es más adecuado

para propósitos de saturación y cuando se requieren da-

tos de permeabilidad, se requieren piedras porosas arriba

y abajo del espécimen, que permitan la aplicación del -

agua. El aparato debe permitir movimientos verticales -
de la piedra porosa superior en consolidómetros de anillo fijo, o movimientos verticales de las piedras porosas superior e inferior en consolidómetros de anillo flotante para que la expansión tenga lugar. Se requiere un micrómetro adaptado a la altura del recipiente con una exactitud de 0.0254 mm (0.001 pulg.); de esta manera - el micrómetro para especímenes de 3.18 cm ($1 \frac{1}{4}$ pulg.) estará a una altura de 3.18 cm ($1 \frac{1}{4}$ pulg.). Graduar - el diámetro del anillo a 0.0254 mm (0.001 pulg.).

- 3.2 Dispositivo de Carga.- Se requiere un dispositivo adecuado para la aplicación de las cargas verticales al espécimen. El dispositivo de carga puede ser una báscula de plataforma de 454 Kg (1000 lb) a 1361 Kg (3000 lb) de

capacidad, montada sobre un pedestal y equipado con un gato, fijo bajo el marco. El gato opera un balancín el cual se proyecta a través de la báscula y sobre el recipiente apoyado en la plataforma. El balancín puede bajar o subir operando el gato y de esta forma se aplica o se retira la carga al espécimen de suelo. La presión que se desee aplicar, se señala en el brazo de la balanza, y el resultado que se obtiene es efectivo cuando esta última está equilibrada.

3.2.1 Otro dispositivo adecuado de carga, utiliza pesos y un sistema de palancas para la manipulación de varias pruebas simultáneamente. Un pistón hidráulico o aparato de carga del tipo fuelle, son también muy satisfactorios si ellos tienen una capacidad adecuada, exactitud y

sensibilidad para el trabajo que se esté ejecutando.

Aparatos tales como el que se describe en el método A.S.T.M. D 2435 Test For One-Dimensional Consolidation Properties of Soils, es útil y puede ser usado.

- 3.3 Dispositivo para labrar especímenes inalterados.- Este aparato consiste de una hoja de corte del mismo diámetro que el del anillo del consolidómetro, una mesita de corte con barras guías y cuchillas para labrar la muestra. Se puede usar un hilo metálico o un taladro si se quiere obtener un corte uniforme del espécimen en el recipiente.

3.4 Dispositivos para la preparación de especímenes remol

deados.- Los especímenes de suelo compactado se -
prepararán en el anillo del consolidómetro. Además del
anillo, el aparato consiste de un collar de aproximada-
mente 10.16 cm (4 pulg) de altura y del mismo diáme-
tro que el anillo. Un pisón de compactación de -
2.5 Kg (5.5 lb) y altura de caída de 30.5 cm (12 pulg)
del mismo tipo requerido en el Método A de la A.S.T.M.
Método D 698* .

4.- Procedimiento de la Prueba de Expansión.

4.1 Preparación de las muestras inalteradas.- Las pruebas
se ejecutan sobre muestras cúbicas labradas a mano o
sobre muestras que permitan el corte de aproximadamen

* Method D 698, Test for Moisture - Density Relations of Soils.

te 1.27 cm ($\frac{1}{2}$ pulg.) de material de los lados de la misma. Alternativamente se obtiene una muestra cilíndrica que tenga un diámetro igual al diámetro del anillo del consolidómetro, y se coloca dentro del recipiente. Este proceso es satisfactorio, siempre que el muestreo haya sido hecho sin que ninguna de las paredes haya sido alterada y procurando que el espécimen ajuste exactamente en el recipiente. Coloque la muestra cúbica o cilíndrica de suelo inalterado sobre la plataforma de corte, fije la hoja de corte al anillo del consolidómetro y elimine el exceso de material con un cuchillo, dejando muy poco material para que la hoja devaste cuando se presione suavemente hacia abajo. Otros procedimientos adecuados para adaptar las muestras son:

sierras de arco, tornos de labrado o dispositivos de -
extrusión que se puedan emplear de acuerdo con el uso
de otros aparatos y muestras. En el labrado de las -
muestras se debe tener cuidado para minimizar las alte-
raciones del espécimen de suelo y asegurar un ajuste -
exacto del mismo al anillo del consolidómetro. Cuando
se ha preparado suficiente espécimen, de tal manera -
que sobresalga a través del anillo del consolidómetro,
se enrasa al nivel de la superficie del anillo con una
regla cortante. Se coloca una placa de vidrio sobre la
parte plana recortada del espécimen y se voltea el reci-
piente. Se retira la hoja cortante, se recorta el espe-
cimen nivelándolo con la superficie del anillo del con-
solidómetro y se cubre con una segunda placa de vidrio
para controlar la evaporación hasta colocarlo en el dis

positivo de carga.

4.2 Preparación de Especímenes Alterados.- Se usa aproximadamente 908 gr de suelo representativo (2 lb) que ha sido adecuadamente humedecido al grado deseado y libre de protuberancias y del cual se han eliminado aquellas partículas o agregados retenidos por la malla N° 4 ($\frac{3}{16}$ pulg.). Se compacta el espécimen a la densidad volumétrica requerida, después de agregar la cantidad de agua necesaria como sigue: Se coloca la extensión (el collarín) sobre la superficie del anillo del consolidómetro y se asegura la parte de abajo del anillo del consolidómetro a una placa metálica. Se pesa la cantidad exacta de la muestra preparada hasta dar la densidad húmeda deseada cuando se compacta hasta un es

pesor de 6.35 mm ($\frac{1}{4}$ pulg.) mayor que el espesor del anillo del consolidómetro. Se compacta el espécimen con el pisón de compactación hasta el espesor deseado. Se quita el collarín y se enrasa el exceso de material que sobresale con una regla cortante, se retira el espécimen y el anillo de la base metálica y se cubren las superficies con placas de vidrio hasta que el espécimen se coloque en el aparato de carga. Si después de pesado y medido el espécimen y calculada la densidad húmeda, como se describe más adelante, ésta, no está dentro de 16.02 Kg/m^3 (1.0 lb/pe^3) que se necesita, repita la preparación de los especímenes remoldeados hasta obtener la aproximación requerida.

4.3 Calibración del Micrómetro para Medir Desplazamientos.-

Antes de colocar el espécimen de suelo en el anillo del consolidómetro se coloca un anillo calibrador en el recipiente de la muestra, con la misma disposición de las piedras porosas y placas de carga, que se usarán cuando se pruebe el espécimen. Coloque el conjunto de piezas en la máquina de carga en la posición que ocupará durante la prueba. Después de que estos dispositivos han sido ensamblados con el anillo calibrador en su lugar, se aplica una carga equivalente a una presión de 0.025 Kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) sobre el espécimen de suelo. La lectura del micrómetro en este momento será la altura exacta del anillo calibrador. Marque las partes del aparato para que se puedan hacer coincidir en la misma posición para la prueba.

4.4 **Altura inicial y peso del espécimen de suelo.-** Antes de que el espécimen se inserte en el recipiente, se lim pia y se pesan el anillo del consolidómetro y las placas de vidrio a ± 0.01 gr. Después de terminada la colocación y el labrado de la muestra, se pesan el espécimen de suelo, el anillo del consolidómetro y las placas de vidrio a ± 0.01 gr. Se determina el peso del espécimen de suelo. Se acoplan las piezas al recipiente del espécimen y se coloca el conjunto en el dispositivo de carga. Si el espécimen no está saturado al inicio de la prueba, se coloca una cubierta de hule sobre las piedras porosas y las placas de carga para prevenir la evaporación. Se aplica una pequeña carga base de 0.025 Kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al espécimen. Comparando la lectura del micrómetro en este momento

con la lectura obtenida con el anillo calibrador en su lu
gar, determine la altura exacta del espécimen. Esta in-
formación se usa para calcular el volumen inicial del -
espécimen, la densidad inicial, la relación de vacíos,
contenido de humedad y grado de saturación. El verda-
dero contenido de agua del espécimen se determinará -
cuando se obtenga el peso seco total al final de la -
prueba.

- 4.5 Datos de Saturación y Permeabilidad.- Para saturar la -
muestra se fija el tubo de alimentación se llena con -
agua y se humedece la muestra. Se tiene cuidado de -
remover cualquier burbuja de aire que pudiera estar atra
pada en el sistema, humedeciendo lentamente la piedra
porosa inferior y drenando la piedra a través de la llave
de desague inferior. Después de que el espécimen se -

ha humedecido se llena la cazuela del consolidómetro con agua. Luego que la saturación ha sido completada se pueden tomar lecturas de la permeabilidad en cualquier momento durante la prueba, llenando el tubo de alimentación a una lectura inicial y permitiendo que el agua se filtre a través del espécimen. Se evalúa la cantidad de agua que fluye a través de la muestra en un tiempo dado mediante la caída de presión hidrostática (diferencia de niveles).

4.6 Prueba de Expansión.

4.6.1 Comentarios Generales.- Las características de expansión de un suelo de tipo expansivo varían con la historia de cargas, así que es necesario realizar una prueba por separado o varios especímenes para cada una de las condiciones de car-

ga, para las cuales se requieran datos de expansión exactos. Sin embargo, un procedimiento es probar sólo dos especímenes: 1) cargando y expandiendo y 2) expandiendo y cargando. De estos datos, se puede hacer una estimación de la expansión para cualquier condición de carga como se muestra en la curva C de la fig. 32, en la cual el espécimen N° 1 fué cargado y expandido por la saturación con agua, y el espécimen N° 2 (curva B) fué expandido por saturación con agua y luego cargado (curva A).

4.6.2 Prueba de expansión, cargando el espécimen y luego dejándolo expandir.- Para medir la expansión característica cuando el espécimen de sue

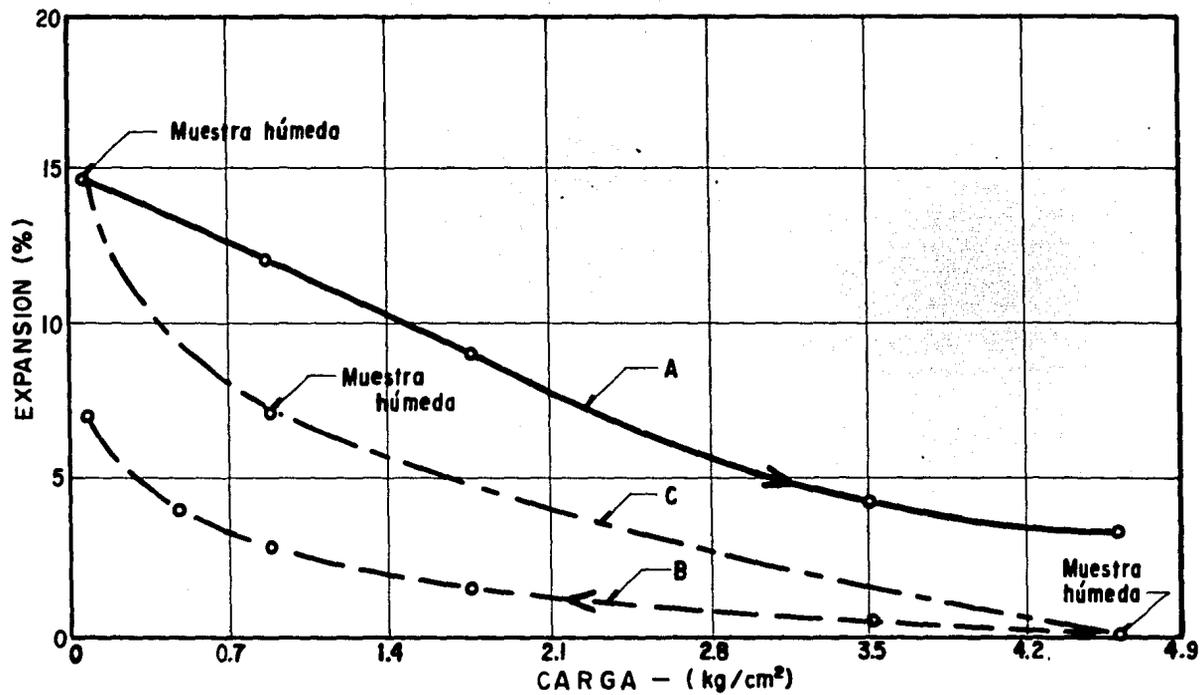


Fig.32-Curvas de carga - Expansión

lo está saturado bajo carga total y luego se -
permite la expansión, se aplica la carga base de
 0.025 Kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al espécimen
N° 1, y se fijan lecturas iniciales en el micró-
metro. Luego se satura el espécimen de suelo
como se describe en el inciso 4.5 (la carga -
hidrostática del permeámetro debería ser lo sufi-
cientemente baja de tal manera que el espéci-
men no se levante). Cuando el espécimen em-
pieza a expanderse se incrementa la carga que
se requiere para mantener el espécimen a su -
altura original. Luego se reduce la carga a -
 $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{8}$ de la máxima carga y finalmente
a la carga base de 0.025 Kg/cm^2 -
(0.35 lb/pulg^2), y se miden las alturas para -

cada una de las cargas. Use un mayor número de cargas si se requieren más detalles en la curva de prueba. Mantenga todas las cargas por 24 horas o más tiempo si es necesario hasta obtener valores constantes de altura. Remueva el espécimen del anillo del consolidómetro y péselo inmediatamente, vuelvase a pesar después de secarlo a 105°C . A partir del contenido de agua, peso volumétrico seco, y gravedad específica del espécimen, se calcula el volumen de aire y suponiendo que es el mismo que el volumen de aire que sigue a la determinación de la permeabilidad, calcule el contenido de agua y el grado de saturación.

4.6.3 Prueba de Expansión, dejando expandir el espécimen y luego cargándolo.- Para medir las características de expansión cuando se permite que el suelo se expanda antes de cargarlo, se aplica la carga base 0.025 Kg/cm^2 (0.35 lb/pulg²) al espécimen N° 2, y se fija una lectura inicial en el micrómetro, después, se satura el espécimen como se describe en el punto 4.5. Se permite que el espécimen se expanda bajo la carga base por 48 horas o hasta que la expansión se complete. Se carga el espécimen sucesivamente a $\frac{1}{8}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y 1 vez la máxima carga encontrada en 4.6.2 hasta determinar las características de reconsolidación del suelo. Usese un mayor número de cargas -

si se requiere una curva más detallada de la prueba. Se sigue el procedimiento especificado en 4.5.2 para aplicar las cargas y efectuar las demás mediciones y determinaciones.

4.6.4 Prueba de Expansión para Condiciones Especiales de Carga.- Cuando se quieren realizar pruebas de expansión por separado para otras condiciones de carga se aplica la carga base de 0.025 Kg/cm^2 (0.35 lb/pulg^2) al espécimen y se mide la altura inicial. Entonces se carga el espécimen a la carga deseada, se satura el espécimen como se describe en 4.5 y se permite que el espécimen se expanda bajo la carga aplicada por 48 horas o hasta que se complete la expansión. Se mide la altura del espécimen

expandido, se reduce la carga hasta que dé la carga base. Se permite que la altura llegue a ser constante y se mide; luego se remueve el espécimen del anillo del consolidómetro y se efectúan las determinaciones especificadas en 4.6.2.

5.- Prueba de Contracción.- Procedimiento.

5.1 Preparación del Espécimen.

Quando se necesita evaluar la contracción por secado se prepara un espécimen adicional como el descrito en 4.1 ó 4.2. Este espécimen se extrae de la misma muestra de suelo inalterado de la que se extrajo el espécimen para la prueba de expansión, o del material moldeado con las mismas condiciones de densidad volu

ha sido secado al aire, se saca del anillo del consolidóme
tro, y se obtiene su volumen por el método del desplazamien
to del mercurio.

5.2.1.- Para evaluar el desplazamiento de mercurio, se -

coloca una copa de vidrio con la superficie del -

fondo liso en una cápsula de evaporación. Se lle

na la copa con mercurio hasta el derrame y luego

se quita el exceso de mercurio enrasándolo con -

una placa especial de vidrio, con tres puntas para

sujetar por el borde al espécimen dentro del mer-

curio. Se vierte el exceso de mercurio dentro del

recipiente original y se vuelve a colocar la copa

de vidrio en la cápsula de evaporación. Luego -

se sumerge el espécimen de suelo secado al aire

en la copa de vidrio llena con mercurio, utilizando

la placa especial de vidrio sobre la copa de vi
drio hasta duplicar la condición inicial, para la
determinación del volumen de mercurio (ver Mé
todo D 427 para un esquema general de la prue
ba y equipo). Se transfiere el mercurio despla
zado a una probeta graduada y se mide el volu
men. Si el espécimen contraído se rompe en -
partes separadas, se mide el volumen de cada
una de las partes, y se suman los volúmenes -
individuales para obtener el total. (El envolver
el espécimen con papel y sujetarlo con ligas -
resulta efectivo para mantener intacto al mismo
durante su manejo).

5.2.2 Si se desea conocer la altura del espécimen -

secado al aire, coloque el espécimen y el anillo del consolidómetro en la máquina de carga.

Aplique la carga base de 0.025 Kg/cm^2

(0.35 lb/pulg^2), y luego lea el micrómetro.

6.- Cálculos

6.1 Datos de la Prueba de Expansión.

La relación de vacíos se calcula como sigue:

$$e = \frac{\text{Volumen de Vacíos}}{\text{Volumen de Sólidos}} = \frac{h-h_0}{h_0} = \frac{h}{h_0} - 1$$

Donde

e = relación de vacíos

h = altura del espécimen

h_0 = altura del material sólido para un volumen de vacíos cero

Se calcula la expansión como un porcentaje de la altura original, como sigue:

$$\Delta (\%) = \frac{h_2 - h_1}{h_1} \times 100$$

Donde:

Δ = Expansión como un porcentaje del volumen inicial.

h_1 = Altura inicial del espécimen

h_2 = Altura del espécimen bajo una condición específica de carga

6.2 Datos de la Prueba de Permeabilidad.- El valor de la permeabilidad se calcula por medio de la siguiente fórmula básica para el permeámetro de carga variable.

$$k = \frac{A_p \times L_s}{A_s \times 12} \times \frac{1}{t} \ln \frac{H_i}{H_f}$$

Donde:

k = Valor de permeabilidad, $\frac{m}{año}$

A_p = Area del tubo de alimentación que suministra la carga hidrostática en cm^2 .

A_s = Area del espécimen cm^2 .

L_s = Longitud del espécimen en cm.

H_i = Carga hidrostática inicial corregida por capilaridad.

H_f = Carga final corregida por capilaridad.

t = Tiempo transcurrido, en años.

6.3 Datos de la Prueba de Contracción.- Se calcula el volumen de contracción como un porcentaje del volumen inicial como sigue:

$$\Delta s = \frac{v_i - v_d}{v_i} \times 100$$

Donde:

Δs = volumen de contracción como un porcentaje del volumen inicial.

v_1 = volumen inicial del espécimen (altura del espécimen por área del anillo del consolidómetro)

v_d = volumen del espécimen secado al aire obtenido con el método del desplazamiento del mercurio.

La contracción en altura se calcula como sigue:

$$\Delta h_s = \frac{h_i - h_d}{h_i} \times 100$$

Donde:

Δh_s = altura de contracción como un porcentaje de la altura inicial.

h_i = altura inicial del espécimen

h_d = altura del espécimen secado al aire

6.3.1 Para calcular el porcentaje total del cambio de volumen, de la condición de secado al aire a la de saturación, se suma el porcentaje de contracción en volumen en la condición de secado al aire Δ_s al porcentaje de expansión en volumen en la condición de saturación Δ_e , como se describe en 6.1. Este valor se utiliza como un indicador de la expansión total, pero está basado en las condiciones iniciales de densidad y contenido de agua. Como los datos del volumen de expansión se determinan para diversas condiciones de carga, el cambio de volumen total puede también determinarse para diversas condiciones de carga.

6.3.2 Para calcular el porcentaje total de cambio en altura, de las condiciones de saturado a secado al aire, sume el porcentaje de contracción en altura Δh_s al porcentaje de expansión Δ cuando el espécimen está saturado bajo condiciones específicas de carga.

7.- Representación gráfica de los datos de prueba.

7.1 Prueba de Expansión.

Los datos de prueba se pueden representar gráficamente como se muestra en la fig. 32

8.- Informes.

8.1 Pruebas de Expansión.

En el informe se incluye la información siguiente sobre los especímenes de suelo ensayados.

- 8.1.1 Identificación de la muestra (número de sondeo, profundidad, localización).
- 8.1.2 Descripción del suelo ensayado y granulometría del total de muestra ensayada.
- 8.1.3 Tipo de la muestra ensayada (remoldeada o inalterada; si es inalterada describa el tamaño y la forma, así como si es una muestra extraída con perforadora, labrada a mano u otro).
- 8.1.4 Condiciones de humedad inicial y densidad, así como grado de saturación (si la muestra es alterada, establecer la comparación con la densidad máxima y el contenido de agua óptimo) Ver Método D 698.
- 8.1.5 Tipo de consolidómetro (anillo fijo o flotante, tamaño del espécimen) y tipo del equipo de carga.

8.1.6 Una gráfica de carga contra cambio de volumen - como la de la fig. 32. Si se desea, se puede graficar relación de vacíos contra logaritmo de presiones.

8.1.7 Si se desea, una gráfica logaritmo del tiempo - contra deformación.

8.1.8 Datos de carga y tiempo contra cambio de volumen en otras formas si se solicita específicamente.

8.1.9 Datos de contenido de agua final, densidad volumétrica seca y grado de saturación.

8.1.10 Datos de permeabilidad y algunos otros datos solicitados específicamente.

8.2 Prueba de Contracción.

Para el informe sobre contracción, se incluyen datos sobre el decremento en volumen de la condición inicial a la de secado al aire y, si se desea, otras informaciones tales como el cambio total en volumen y el cambio total en altura. Reporte las condiciones de carga bajo las cuales se midió el cambio de volumen. Se incluye también 8.1.1 así como 8.1.5 y 8.1.9.

IX.- EFECTO DE LA EXPANSION EN LAS ESTRUCTURAS. EL CASO DE LA UNIDAD DEPORTIVA DE QUERETARO.

Investigar la causa del movimiento de la cimentación de una estructura y prescribir remedios adecuados, requiere una cuidadosa investigación de campo, pruebas de laboratorio y muchos años de experiencia. En algunos aspectos, esto es similar al tratamiento de un paciente. Un examen físico, la historia clínica del paciente y análisis del laboratorio serán necesarios para diagnosticar la causa de la enfermedad. La prescripción y el tratamiento serán relativamente simples una vez que la causa de la enfermedad ha sido determinada. Como en el caso de un doctor, el no examinar y no efectuar pruebas, pueden reemplazarse por la experiencia y la experiencia solo puede obtenerse por ensayo y error.

El primer paso en la investigación de una construcción es obtener una información completa en lo que respecta a la misma. Des

afortunadamente, con frecuencia tal información no se tiene, por lo que es necesario descubrir mucho de ella explorando el suelo.

El primer signo del movimiento de una estructura cimentada - sobre suelos expansivos, es el agrietamiento de las losas de piso. Esto generalmente es seguido por un mal funcionamiento de puertas y ventanas que no se pueden abrir o cerrar y los agrietamientos en las paredes aparecen en el exterior y en el interior de las mismas y aún en el techo.

Los movimientos de las cimentaciones se manifiestan como - grietas. Las grietas causadas por suelos expansivos tienen el mismo patrón que el de las grietas por asentamientos, aún cuando las grietas por expansión son generalmente abiertas en la parte superior y angostas en la parte inferior (ver fig. 33). Los mismos tipos de grietas se pueden desarrollar cuando ocurren asentamientos.

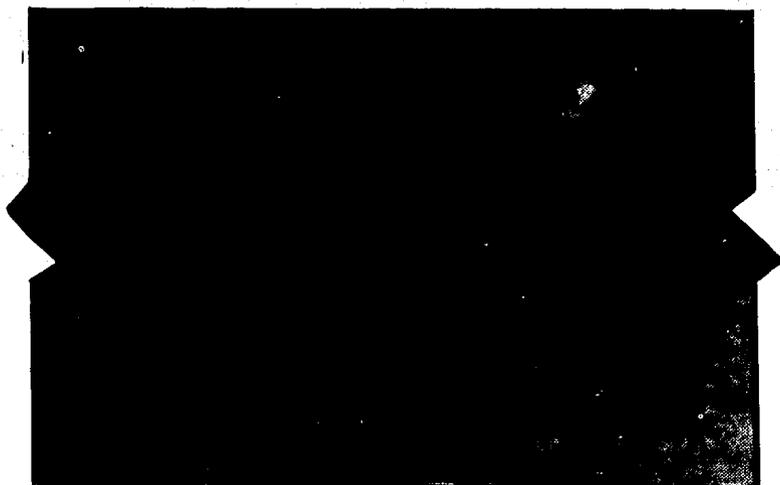


Fig. 33- Grietas típicas que se desarrollan en muros de sótano inmediatamente bajo los huecos de las ventanas. Nótese que la grieta es ancha en la parte superior y estrecha en la parte inferior. (Según Chen - 1975)

Sin embargo, en la mayoría de los casos en que se tienen severos asentamientos, las grietas diagonales se asocian generalmente con una serie de grietas horizontales.

Ahora bien, no siempre resulta cierto que el movimiento de la cimentación de una parte específica de una estructura, sea la causa de que aparezcan algunas grietas en la vecindad inmediata a ese movimiento. La distribución estructural de una construcción, especialmente la de una casa, es compleja. El movimiento de una porción de la construcción, puede ocasionar que aparezcan grietas en el extremo opuesto de la misma. Siempre es prudente explicar la causa del movimiento en un sentido general y tratar de estudiar el movimiento como una unidad. El siguiente análisis de las grietas puede servir como una guía.

1.- Las grietas diagonales bajo las ventanas exteriores o sobre

las puertas exteriores generalmente indican movimiento en las zapatas o en las pilas.

- 2.- Si tales grietas aparecen solo en las hiladas de tabiques exteriores (ver fig. 34) pero no en los muros interiores que se encuentren secos, estas pueden ser causadas por el levantamiento de las losas del patio exterior.
- 3.- Las grietas que aparecen sobre el contorno de las puertas interiores y los closets podrían ser causadas por la contracción del recubrimiento o de la madera y no necesariamente por el movimiento de la cimentación.
- 4.- La separación de los marcos de las ventanas, de las paredes de tabique, indican generalmente movimientos diferenciales. Tales movimientos se asemejan a los movimientos laterales. En realidad casi todo este tipo de separaciones son producidas -

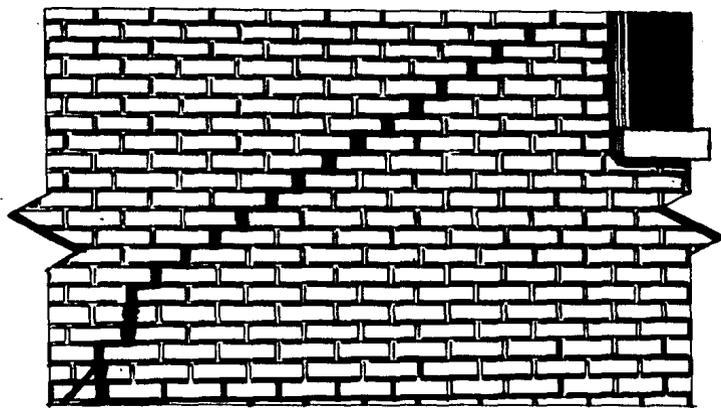


Fig.34- Grietas típicas que se desarrollan en muros de tabique.

por movimientos diferenciales.

Los propietarios algunas veces reportan que las grietas en sus construcciones están sujetas a cambios, ya que a veces se cierran y luego se vuelven abrir, e intentan correlacionar los movimientos a los cambios climatológicos de las estaciones. Esto da lugar a la teoría de que el subsuelo ha sufrido ciclos de secado y humedecimiento. En la mayoría de los casos, la apertura y el cerrado de las grietas son causados por el cambio de ubicación de la concentración de esfuerzos. Cuando aparece una nueva grieta, la distribución de esfuerzos se altera y esto hace que provisionalmente se cierre una grieta antigua. Observaciones cuidadosas indicarán que, el número total de grietas que aparecen en una construcción, se incrementa constantemente y pocas veces decrece.

En la construcción de vías terrestres en muchos sitios es -

preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla. Muy frecuentemente estos suelos exhiben marcadas características de expansividad y es común que se presenten en el cuerpo de las terracerías y en la capa subrasante. En regiones áridas este tipo de suelos se encuentran con contenidos de agua muy bajos y es típico que pierdan por acción solar, parte del agua que se les incorpora durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar más tiempo puedan volver a aumentar su contenido de agua, por la natural tendencia a acumularse esta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas; en tales zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático. Estos cambios producen en los suelos expansivos efectos nocivos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuer

zo cortante.

Los siguientes son los efectos principales que un suelo expansivo puede sufrir en un pavimento flexible:

- a) Contracción por secado.
- b) Expansión por humedecimiento.
- c) Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.
- d) Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible, son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- a) Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento

en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles (Ver foto 1).

- b) Agrietamiento longitudinal (Ver foto 2).
- c) Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.
- d) Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más - frecuente; puede ser medido con rugosímetros y en algunos países - empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.



FOTO 1



FOTO 2

Otro aspecto de importancia que es tema de este estudio, son las losas construídas sobre suelos expansivos , ya que la construcción de las mismas es un aspecto muy difícil de controlar. Este problema abarca losas de pisos, banquetas, rampas y losas que cubren áreas exteriores como pueden ser estacionamientos, patios, canchas deportivas, etc.

Generalmente, las losas de piso no soportan cualquier carga viva apreciable, y la carga muerta que generalmente se ejerce sobre ellas es pequeña. Consecuentemente, el movimiento de la losa es de esperarse cuando el contenido de agua bajo la misma se incrementa.

El movimiento de las losas no solo presenta serios agrietamientos, sino que en la mayoría de los casos, también afecta directamente la estabilidad de la estructura.

Las losas construidas sobre suelos expansivos, son losas de concreto colocadas directamente sobre el terreno, con pequeñas consideraciones dadas a sus requerimientos estructurales. Estas losas pueden ser construidas con refuerzo o sin refuerzo.

Las losas sin refuerzo se construyen generalmente en casas habitación o donde se esperen cargas ligeras sobre las mismas. - Los límites de la longitud de una losa sin refuerzo están basados en el control de las grietas de contracción. Normalmente, las grietas de contracción son controladas diseñando juntas de construc--ción.

Cuando se diseña una losa y se tiene como primer factor de diseño el control por temperatura, se dice que la losa está normalmente reforzada. La Portland Cement Association recomienda el uso de una losa de aproximadamente 10.5 cm de espesor reforzada con

una malla 6 x 6 - 10/10 o varillas del N° 3, espaciadas cada 61 cm centro a centro, para losas colocadas en áreas con suelos expansivos moderados. Para áreas con suelos altamente expansivos, la misma Asociación recomienda el uso de una malla 6 x 6 - 6/6 o varillas del N° 3, espaciadas cada 46 cm centro a centro.

Escoger entre una losa sin refuerzo y una normalmente reforzada depende de las condiciones del subsuelo, así como de las condiciones de carga. El refuerzo en la losa reducirá la apertura de grietas por temperatura pero no las causadas por el hinchamiento de los suelos bajo la losa.

La construcción de losas que se colocan sobre áreas con suelos expansivos siempre dará lugar a agrietamientos y a problemas de levantamientos, a menos que la plantilla del suelo se trate o se reemplace. En edificaciones comerciales tales como almacenes o

cualquier área de depósito, donde la carga de las losas de piso puede alcanzar los 1.5 Kg/cm^2 o más, se requerirá un diseño especial no sólo desde el punto de vista de los suelos expansivos, sino también, para mantener la integridad estructural de la construcción. Agrietamientos menores en este tipo de losas son difíciles si no imposibles de prevenir.

MOVIMIENTO DE LOSAS

En áreas con suelos expansivos, el movimiento de las losas desplazadas sobre el terreno, está invariablemente asociado con el incremento del contenido de agua del suelo. La procedencia del agua puede asociarse con las siguientes causas:

- 1.- Elevación del nivel de aguas freáticas.
- 2.- Rotura de las líneas de servicio. Las tuberías de agua y los conductos de desagüe que pasen a través de suelos

expansivos están sujetos a esfuerzos. Los movimientos -
diferenciales pueden romperlos y causar filtraciones. Tales
filtraciones pueden continuar por un largo periodo de tiem-
po sin que sean detectadas.

3.- Una fuente de humedad más común se deriva de la irriga--
ción, el riego de los jardines, el agua de lluvia que escu
rre por la azotea y baja por los tubos de desagüe, etc., -
son consecuencia del humedecimiento del suelo.

El efecto que ocasiona el incremento del contenido de agua de
los suelos bajo las losas se manifiesta también por agrietamientos
o levantamientos de las losas. Ahora bien, los agrietamientos de
las losas de piso causado por la expansión de los suelos tienen lu
gar generalmente a lo largo de los apoyos de las paredes; en cam-
bio los agrietamientos por contracción cuando no existen las juntas
que se recomiendan para estos casos, aparecen espaciados a inter-

valos aproximadamente iguales.

EL CASO DE LA UNIDAD DEPORTIVA DE QUERETARO

El terreno donde se construyó la Unidad Deportiva de Querétaro está ubicado en el Km 5+000 desviación derecha de la carretera libre Querétaro-Celaya. La topografía de la zona es sensiblemente plana, como se muestra en la foto 3, el drenaje natural, es muy deficiente y cuando ocurren precipitaciones concentradas en pocos días, se producen inundaciones como se hizo notar en el Capítulo VIII. En la parte suroeste limita con el bordo de un canal de aguas de riego como se observa en la foto 4.



FOTO 3



FOTO 4

De acuerdo con los resultados obtenidos en las exploraciones de campo efectuadas en el lugar, consistentes en la ejecución de 3 sondeos del tipo de pozo a cielo abierto, la estratigrafía del sitio en estudio, se define como sigue:

Superficialmente existe una capa de arcilla negra de alta plasticidad, consistencia poco firme; presenta un intenso agrietamiento (foto 5) y en relación con su humedad natural puede decirse que se encuentra prácticamente seca. El espesor de esta capa arcillosa es del orden

de 2.50 m. Subyaciendo el estrato anterior se encuentra otra arcilla de alta plasticidad, diferenciándose de la del estrato superior por su color café oscuro, tienen consistencia firme y un espesor promedio de 1.00 m. A la profundidad explorada no fué detectado el nivel de aguas freáticas.



FOTO 5

Ahora bien, la potencialidad de expansión de la arcilla negra superficial determinada por los métodos indirectos y directos según se -

anotó en los Capítulos VII y VIII de este trabajo respectivamente, la -
clasifican como una arcilla de alta a muy alta expansividad, (sufre -
hinchamientos o contracciones importantes) con una presión de expan-
sión media de 2.9 kg/cm^2 .

En la zona de estudio se construyeron 2 canchas de basketbol a
base de losas de concreto sin refuerzo de $2.50 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 0.10 \text{ m}$.
Para la construcción, se efectuó un despalme general de 0.15 m . A fin
de eliminar el suelo vegetal, luego, se efectuó la remoción de 0.40 m
de la arcilla negra expansiva; y se substituyó por un material inerte -
(SM) el cual fué compactado en capas de 0.10 m . Al 95% del peso vo-
lúmetrico seco máximo obtenido en el laboratorio tomando como referenci
a la prueba proctor S.O.P. Fig. 35.

Después de terminarse la obra, a principios de 1975, pasaron al
gunos meses para que llegara la época de lluvias, que como se sabe -

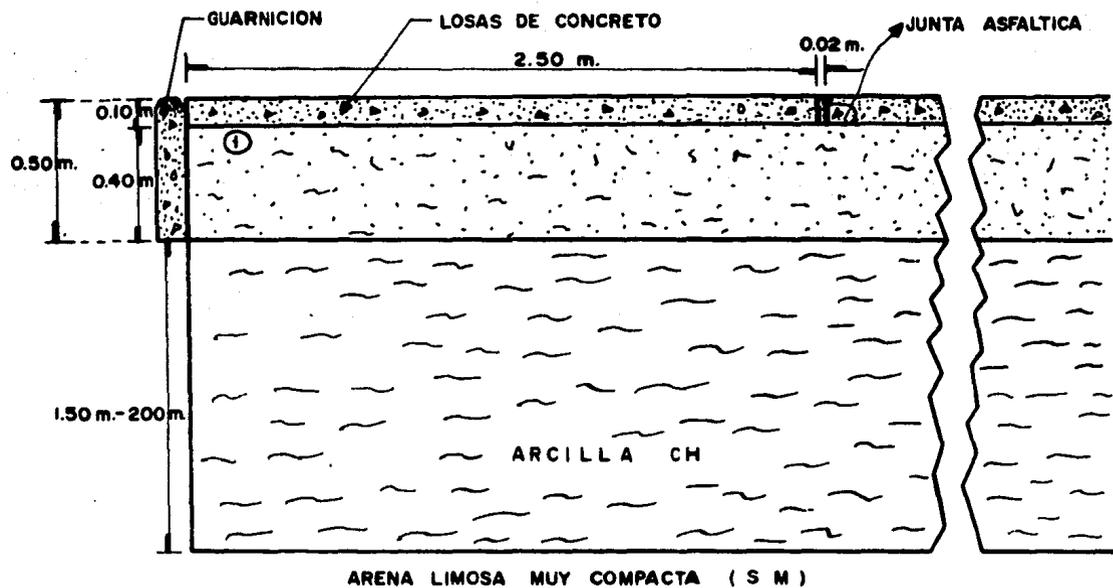


Fig. 35 - ① Relleno areno-limoso obtenido del banco "El Jacal" situado en el km 04500 de la carretera Queretaro-Celaya, 200m. desv. izq. compactado al 95 % del peso volumétrico seco máximo obtenido en el laboratorio (proctor S.O.P.) S.M.

ocurre en los meses de julio, agosto y septiembre. En esa ocasión, se presentaron fuertes precipitaciones que inundaron la zona en estudio; - por espacio de dos meses las canchas permanecieron con un tirante de agua de 20 cm sobre su superficie. Una vez que las aguas bajaron de nivel, los efectos causados por la infiltración del agua estancada en la zona, que originó probablemente un alto incremento del contenido de humedad del suelo bajo las losas, quedaron manifestados por los daños que estas sufrieron en conjunto. En primer lugar, la junta asfáltica entre las losas desapareció casi en su totalidad, lo que dió lugar a que - por esas "grietas artificiales" la infiltración ocurriera con facilidad. En segundo lugar, los efectos de la expansión se manifestaron en las losas, al sufrir éstas un desplazamiento vertical del orden de 5 cm.

Estos dos aspectos combinados, produjeron que las losas sufrieran desplazamientos horizontales, lo cual originó el desalineamiento -

general de las mismas; foto 6. Así mismo, en algunos casos, este desplazamiento horizontal provocó el choque entre losas, ocasionando la rotura o el agrietamiento de las esquinas, fotos 7 y 8.



FOTO 6

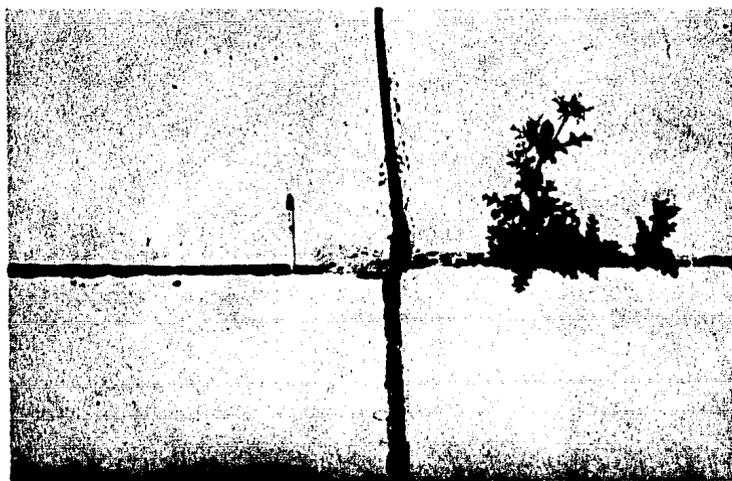


FOTO 7

La administración del complejo deportivo, tomo como medida temporal, el devastamiento de las orillas de las losas dañadas, a fin de darle una precaria funcionalidad a las canchas, foto 9. La foto 10 muestra el desplazamiento vertical de las zonas aledañas a las canchas.

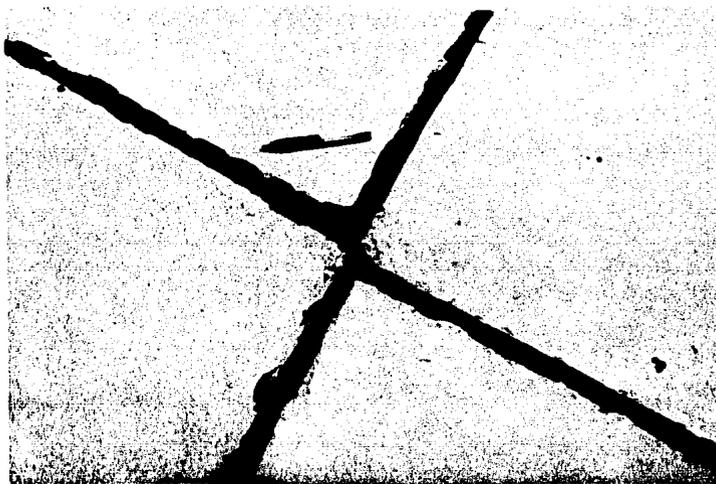


FOTO 8

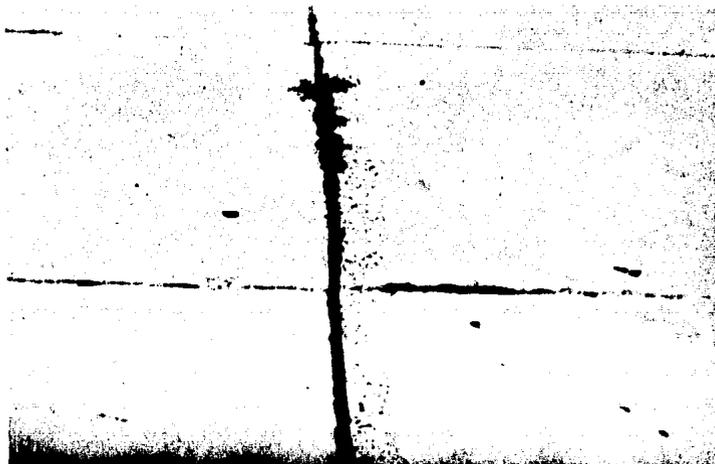


FOTO 9



FOTO 10

El caso de la Unidad Deportiva de Querétaro resulta así, un caso típico de zonas planas y bajas que se ven generalmente afectadas por inundaciones, debido a las malas condiciones de escurrimiento. Las expansiones debidas a inundaciones ocurren muy rápidamente y por lo tanto son más destructivas que las que tienen lugar lentamente a lo largo de muchos años de cambios graduales de humedad.

X.- SOLUCIONES AL PROBLEMA DE CIMENTACION DE ESTRUCTURAS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS. CASO DE LA CIUDAD DE QUERETARO.

Diversos métodos de acción para la solución de los problemas asociados a suelos expansivos han sido estudiados en los últimos años. Los problemas más graves, se producen en estructuras que transmiten cargas pequeñas al suelo en cuestión, y cuando además este está sujeto a condiciones que implican el incremento del contenido de humedad con el tiempo. Entonces, cuando se encuentra un suelo expansivo, el ingeniero debe tener varios métodos de acción para la solución de los problemas asociados. Entre las soluciones que se consideran están las siguientes:

PRESATURACION

Este método se basa en el hecho de que si se logra mantener el suelo expansivo de la cimentación de un edificio a una humedad prácticamente constante antes y después de la construcción, se evi

tarán expansiones en el suelo y daños en el edificio.

Lo anterior involucra la inundación del área de la cimentación del edificio, para ello se puede construir un pequeño bordo de contención en los límites del área de interés con el mismo suelo del sitio o excavar e inundar las trincheras de la cimentación, construir los muros de desplante y emplearlos para la retención del embalse.

Este procedimiento requiere un largo tiempo de espera ya que se recomienda cuando se pueda mantener el área inundada durante periodos mínimos de 2 a 4 meses para saturar espesores de 1 a 3m. El tiempo necesario para obtener una presaturación aceptable es muy variable ya que se tienen casos en los que después de 5 meses de inundación se han seguido obteniendo expansiones, en tanto que en otros se ha logrado antes de 3 semanas. Una medida de control al respecto es la verificación del perfil del contenido de agua du--

rante el tratamiento.

Cuando los suelos son moderadamente expansivos, la saturación al 85% de un espesor de 60 a 80 cm puede ser satisfactoria. Pero cuando el suelo es de alta expansividad la saturación de un metro es insuficiente.

Existen algunos procedimientos que pueden ayudar a la aceleración de la saturación del terreno tales como el empleo de pozos o drenes verticales en el área de inundación, ya que la permeabilidad horizontal puede ser más importante que la vertical, sobre todo cuando existen lentes y estratos horizontales por donde se infiltra el agua y avanza la saturación hacia los materiales expansivos desde un número mayor de frentes. También se utilizan agentes - que aceleran la penetración del agua en el suelo tales como, los detergentes, enzimas, etc., este último procedimiento es de bajo costo.

A pesar de que el empleo de la presaturación es cada vez -
más frecuente, la experiencia muestra que existen dudas acerca de
su efectividad. El tiempo de saturación, la profundidad de penetra-
ción, la magnitud de las expansiones en suelos parcialmente satura-
dos y el fenómeno de la migración de la humedad, no han sido eva-
luados por completo. Por esto, es preciso hacer un cuidadoso es-
tudio antes de decidir si este método es conveniente.

TRATAMIENTO QUIMICO

Son varios los productos que se emplean para reducir la expan-
sividad de los suelos arcillosos. La cal y el cemento son los -
principales. Se han empleado con más frecuencia en carreteras que
en cimentaciones, pero no existen impedimentos a la consideración -
de su empleo en el caso de construcciones normales.

CAL.- Es de aceptación generalizada que la adición de cal viva CaO

o cal hidratada $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a los suelos expansivos reduce inmediatamente la plasticidad y expansividad de los mismos. Así mismo a largo plazo produce una cierta cementación y endurecimiento de la mezcla, lo cual es muy benéfico ya que uniformiza las expansiones profundas.

Normalmente se utiliza en una proporción del 3 al 7% en peso del suelo seco para fines de estabilización. Generalmente la adición se efectúa en dos formas: la primera consiste en mezclar la cal con la capa superior del suelo hasta una profundidad de 1.0 a 2.0 m. El tratamiento a grande escala se puede realizar utilizando equipo especializado, o en su defecto buscar la forma de hacerlo en áreas limitadas y con mano de obra.

Otra forma de adicionar la cal a un suelo expansivo, consiste en inyectar a presión la cal mezclada con agua a través de ba-

renos. Este método puede emplearse tanto para el tratamiento previo como para trabajos de mejoramiento posteriores a la construcción dañada. La penetración de la solución agua-cal puede ser muy reducida sobre todo en suelos de expansividad y plasticidad altas. Algunos investigadores han encontrado a partir de ensayos de laboratorio que la penetración es de 4 a 8 cm por año. Es probable que el grado de saturación y presencia de lentes de materiales arenosos pueden influir notablemente en la eficiencia de este método de aplicación. Existe poca información acerca de la eficiencia de esta forma de adicionar la cal a un suelo expansivo.

CEMENTO.- El cemento se aplica en la misma forma que la cal. La diferencia principal es su alto costo. Además, el cemento proporciona al mezclarse con el suelo una mayor resistencia amén de la reducción de la expansividad y plasticidad que produce en forma equi-

valente a la cal. Los porcentajes utilizados son también similares a los del tratamiento con cal.

ZAPATAS

En suelos expansivos, las cimentaciones a base de zapatas continuas o aisladas son adecuadas en estructuras que transmiten suficiente presión al suelo como para que no haya expansiones del mismo o también en aquellas estructuras lo suficientemente rígidas para que los movimientos diferenciales no produzcan agrietamiento.

Las zapatas continuas constituyen un tipo de cimentación frecuentemente empleado en suelos con características expansivas, deben tener un ancho lo más angosto posible para que la carga por metro lineal se aplique en forma concentrada al suelo.

Es deseable aplicar cargas mayores de 5 ton/m^2 , aunque el ancho de la zapata se reduzca hasta 15 cm. El empleo de estas presio--

nes ayuda a controlar los hinchamientos que puedan ocurrir y también -
emparejarlos, por lo menos localmente.

El empleo de zapatas en la cimentación de una estructura tiene -
su mayor aplicación cuando el potencial expansivo de los suelos del de
pósito es menor que 1 a 3% y cuando la presión de expansión es menor
que $10^{\text{ton}}/\text{m}^2$. En caso de tener suelos de medio a alto potencial expan
sivo el empleo de zapatas continuas requiere el empleo adicional de -
otros procedimientos que reducen los hinchamientos que ocurren en el
primer metro o dos de suelo superficial.

El empleo de zapatas aisladas está basado en conceptos simila-
res a las zapatas continuas. La presión que ejerce sobre el suelo debe
ser seleccionado con dos criterios en mente. Uno es la evaluación de
los movimientos ascendentes que puede sufrir la zapata y su columna -
asociada en sí, y la otra es el movimiento diferencial que pueda ocu-

rir entre la zapata aislada, zapatas continuas adyacentes, losas sobre el terreno y otros miembros estructurales u arquitectónicos de la construcción.

En el caso de existir un potencial expansivo notable unicamente en el manto superficial es factible cimentar las zapatas debajo de ese manto y emplear un sistema elevado de pisos o separarlos del marco estructural.

CIMENTACIONES PILOTEADAS

Las cimentaciones por medio de pilas se utilizan para transmitir las cargas estructurales a profundidades en las que los cambios de humedad del terreno no son importantes.

La capacidad de carga de las pilas es por lo general, la combinación de la capacidad de carga en el extremo (llamada punta) y la fuerza de fricción que se desarrolla entre la superficie lateral de las pilas

y el terreno circundante.

Para asegurar la eficiencia de las pilas debe evitarse el contacto con el terreno excepto en la zona sin variaciones de humedad. En la zona afectada por los cambios de humedad se produce una fuerza de expansión que tiende a extraer la pila hacia afuera de la zona inferior de apoyo. La carga de la estructura, la capacidad de carga en la punta, la fricción lateral y las dimensiones de la pila para compensar la fuerza de expansión y garantizar el equilibrio y la estabilidad de la cimentación deben cumplir con la relación siguiente:

$$2\pi rfu(D-d) = \pi r^2 p + 2\pi r f s d$$

Donde:

r = Radio de la pila (cm)

d = Longitud de la zona inferior sin cambios de humedad (cm)

D = Longitud total de la pila (cm)

u = Presión de expansión (kg/cm²)

f = Coeficiente de expansión entre el concreto y el suelo

p = Presión debida a la carga de la estructura (Kg/cm^2)

s = Resistencia a fricción lateral (Kg/cm^2)

El coeficiente de expansión (f) entre el suelo y el concreto para -
 convertir la presión de expansión (u) en esfuerzo de expansión vertical
 sobre la pila (uf) ha sido determinado experimentalmente por Chen -
 (1975), siendo del orden del 15% de la presión horizontal aplicada a la
 pila. La resistencia de fricción lateral (s) es también un parámetro di-
 ficil de valuar que depende de la resistencia al esfuerzo cortante del -
 suelo que rodea la pila y también de la rugosidad del contacto suelo-pi
la. Según Mohar y Chandra (1961) la resistencia friccionante entre el
 suelo constituido por arcillas de consistencia media a dura y el concreto
 de pilas coladas in situ es del orden de la mitad del promedio de la -
 resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla en contacto con la pila.

PILAS ACAMPANADAS.

Las pilas acampanadas consisten de un tramo vertical con una -

transición inclinada en el fondo, formando un ángulo con la horizontal de 60° como mínimo, lo cual le da la forma semejante a una campana (Fig 36).

El objetivo de este tipo de pilas es incrementar la capacidad de tensión de las mismas al ensanchar la sección transversal de su extremo.

Ahora bien, como el extremo acampanado de la pila actúa como un anclaje, el peso de la estructura no es preponderante en la resistencia del empuje hacia arriba, lo cual hace que este tipo de pilas puedan emplearse en columnas con cargas pequeñas.

Este tipo de pila tienen la ventaja, sobre la de sección uniforme, de resistir el empuje hacia arriba ejercido por el suelo independientemente de la pérdida de la resistencia de fricción entre la pila y el terreno por algún motivo, por ejemplo, por la ascensión -

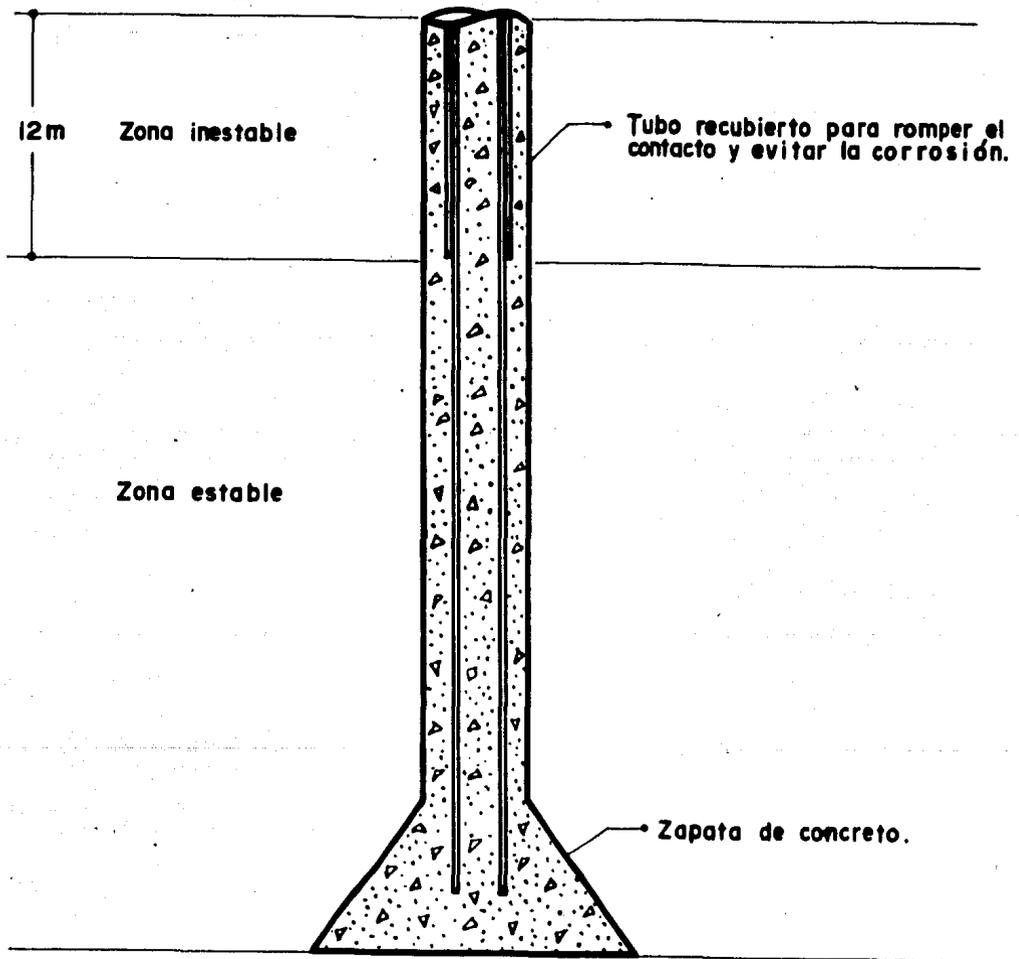


Fig.36- Diseño de pila acampanada para evitar que el empuje de la capa expansiva se comuniqué a la pila. Se cuenta con la rotura por tensión del concreto exterior al tubo cerca del fondo del estrato expansivo. (Según Chen-1975)

del nivel freático. El peso total del suelo sobre el ensanche (F_w) no está afectado por los cambios de humedad, y por tanto tampoco su capacidad de resistir tensión. (Fig. 37)

PILAS DE FRICCIÓN.

Las pilas tienen como propósito transmitir las cargas a zonas de suelos cuyo contenido de agua no está afectado por las variaciones de humedad superficiales. Por lo tanto, las cargas estructurales quedarán soportadas en la zona profunda por la fuerza de fricción que se desarrolla entre el terreno y las pilas y por la resistencia de punta.

En el diseño de pilas de fricción, la determinación de la resistencia de fricción que puede desarrollarse en el contacto entre el suelo y la pila es el aspecto más importante. La resistencia de fricción no es mayor que la cohesión del suelo. La resistencia en

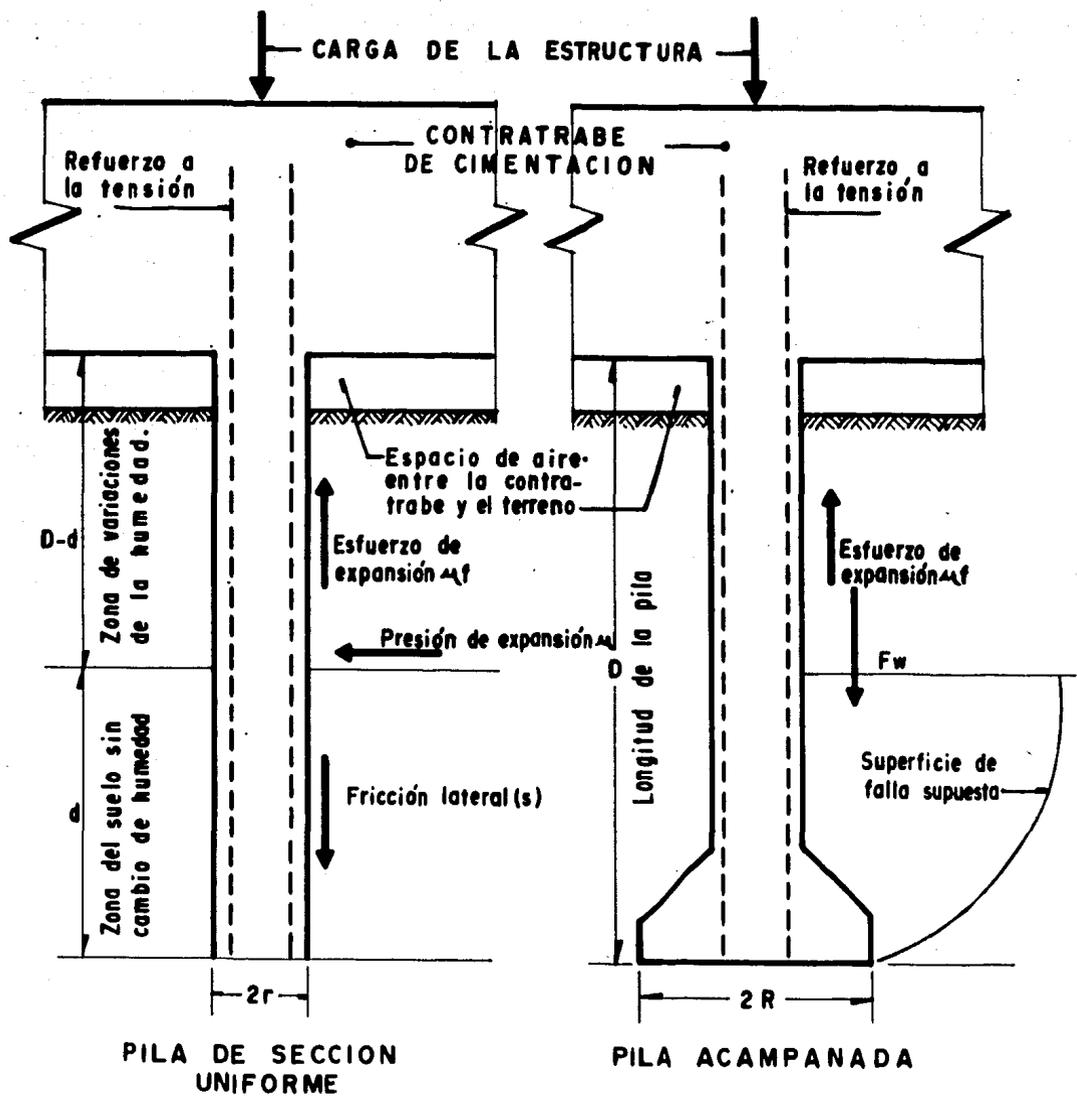


Fig.37-Contratrabe y pilas.(Según Chen-1975)

el contacto en arcillas duras es, por lo general, menor que la cohesión. Diversos autores recomiendan que la magnitud de este parámetro no debe ser mayor que 0.5 Kg/cm^2 para fines de diseño de pilas de fricción.

La resistencia de fricción para emplear en el diseño puede calcularse como la suma de las resistencias de todos los materiales atravesados por la pila. Es conveniente utilizar la resistencia al esfuerzo cortante obtenida mediante pruebas de laboratorio de compresión triaxial no consolidadas, no drenadas (UU).

LOSAS CONSTRUIDAS SOBRE EL TERRENO

Las losas de concreto construidas directamente sobre el terreno no constituyen el método más económico de losas de cimentación.

El refuerzo mínimo en las losas de concreto se utiliza para cumplir con los requisitos de temperatura. Es importante señalar que este

refuerzo mínimo evita el agrietamiento de la losa por la contracción del concreto, pero no previene el fracturamiento que produce la expansión del suelo subyacente.

La función primordial de las losas construídas sobre el terreno, con o sin refuerzo, es separar el terreno del espacio del edificio y no forma parte de la estructura del mismo. Este tipo de losas construídas sobre suelos expansivos se agrietarán al expandirse el suelo a menos que este sea tratado o sustituido.

Existen dos posibles soluciones para evitar que la estructura resulte dañada por las expansiones. Una es por medio de juntas que separen la losa de todos los elementos de la estructura como dadas, trabes, columnas, etc., y la otra por medio de refuerzos que absorban los esfuerzos de tensión que pueden generarse en la losa y en los elementos estructurales. Una forma práctica de

separar la losa de las contratrabes y la columna es colocar una junta que puede ser de fieltro, plástico, mastique y asfalto impregnado de poliuretano.

La fig. 38 muestra como eliminar el empuje vertical que puede inducir la losa a la dala de cimentación. En algunas ocasiones, por motivos arquitectónicos a veces se extiende la losa bajo la parte exterior del muro como se indica en la fig. 39, ocasionando la inclinación del muro y serios daños estructurales.

LOSAS RIGIDAS.

Las losas rígidas constituyen un intento de diseño económico de losas para combatir el problema de los suelos expansivos. La losa rígida apoyada en sus extremos sobre trabes proporciona el espacio suficiente entre la losa y el terreno para evitar los empujes indeseables, sin embargo, no solo es más costosa que la losa

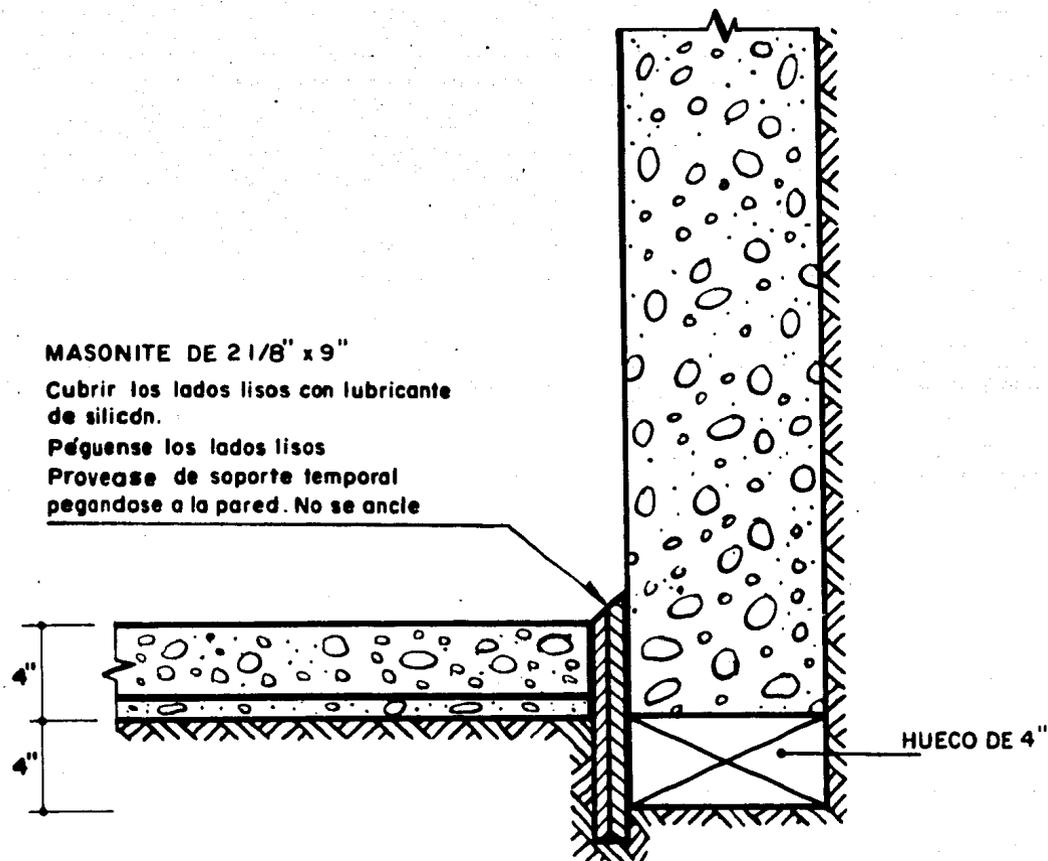


Fig.38 - Detalle típico de una junta deslizante entre lasa de piso y muro de cimentación. (Según Chen - 1975)

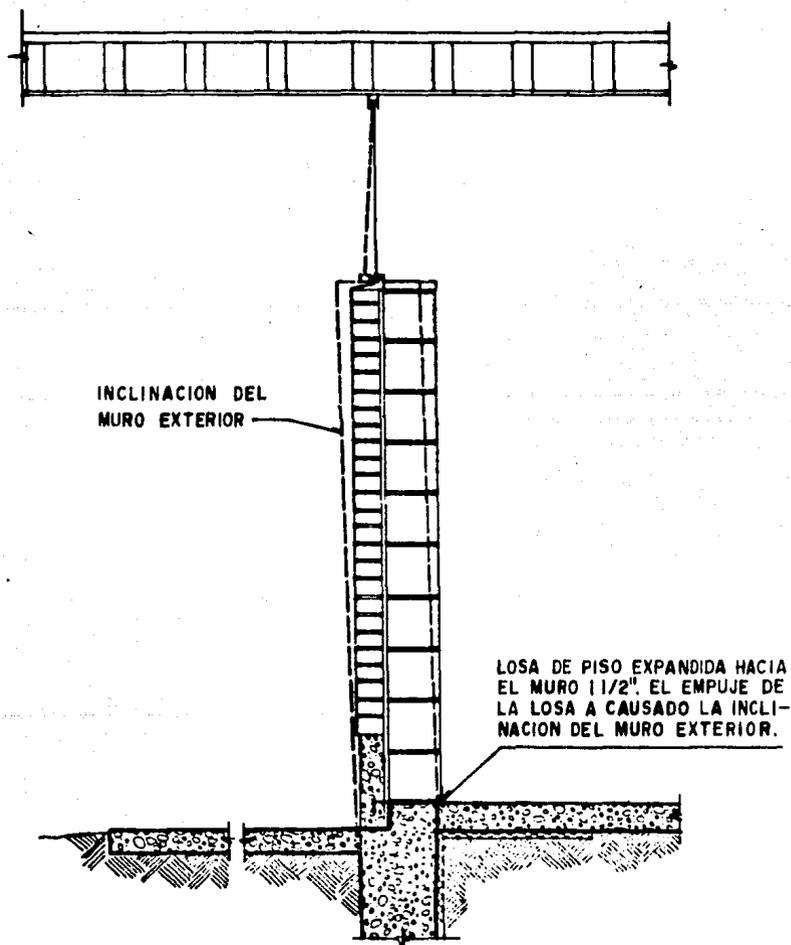


Fig.39 - Inclinación de un muro exterior causado por hinchamiento de la losa y uso inapropiado de juntas deslizantes. (Según Chen - 1975)

construída sobre el terreno sino que el procedimiento de construcción es complicado.

La Portland Cement Asociation propone una solución que consiste en una losa construída monolíticamente sobre una cuadrícula de nervaduras de concreto armado. Esta cimentación se obtiene empleando como molde cajas de cartón enceradas, de tal manera que el ancho de las nervaduras corresponde a la separación entre las cajas y el peralte se fija con la altura de las cajas como se indica en la fig. 40 . El espaciamiento, dimensiones y refuerzos en las nervaduras y el espesor y refuerzo de la losa superior está en función de la expansividad del suelo y de las cargas impuestas por la estructura. Este sistema tiene la ventaja de aliviar los esfuerzos de expansión por medio de los vacíos, además los conductos de aire acondicionado pueden hacerse bajo el piso. Las

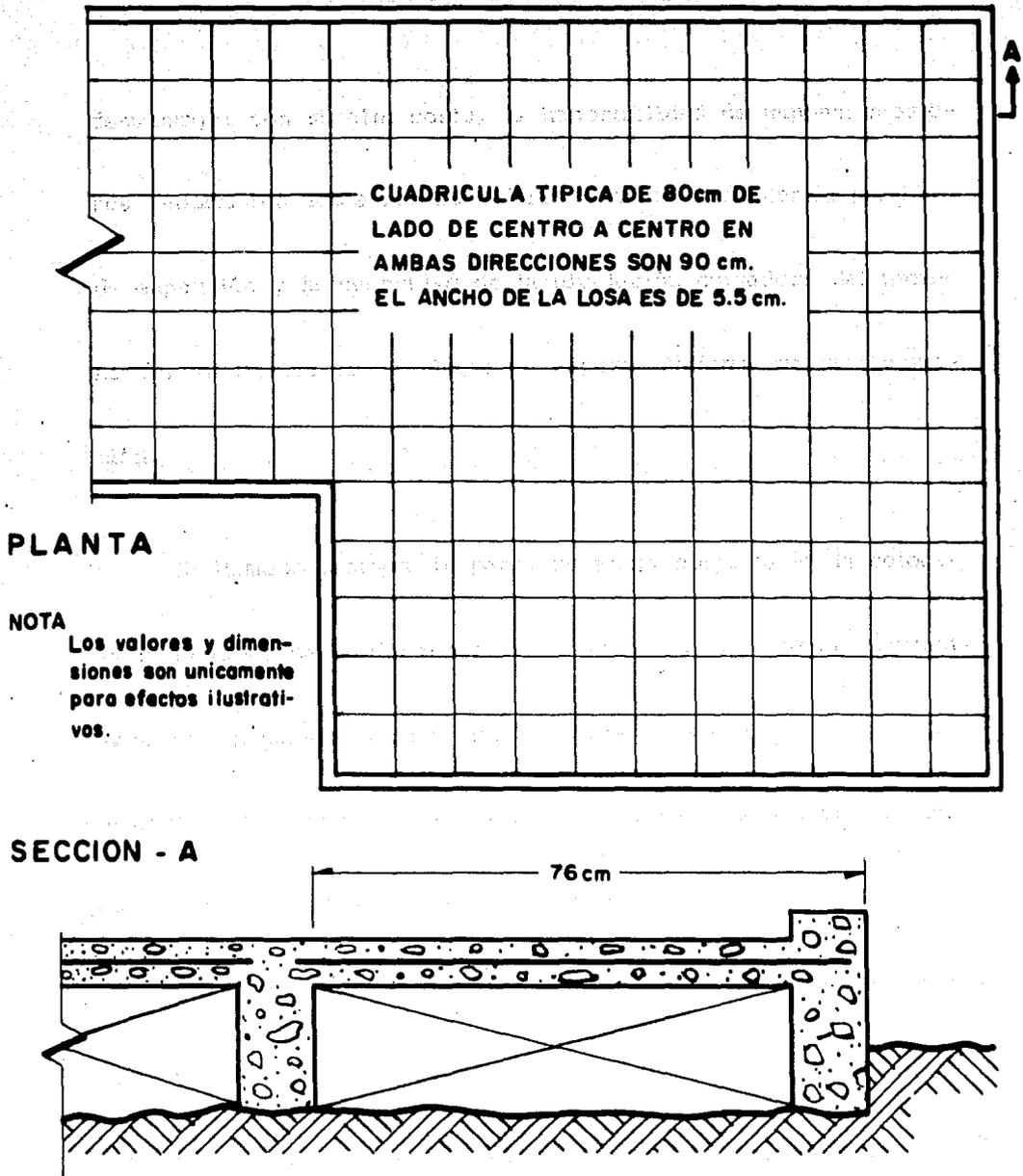


Fig.40- Sistema elevado de piso de concreto. (Según Chen-1975)

desventajas son su alto costo, la imposibilidad de imponer presiones importantes sobre las nervaduras para contrarrestar la presión de expansión y la necesidad de la nivelación cuidadosa del terreno del tal manera que se logre un espesor uniforme de la cimentación.

El llamado sistema de panal de abeja consiste en la colocación de tubos de cartón resistente (sonotubos) partidos longitudinalmente quedando la parte abierta sobre el suelo, fig 41 . El espacio entre los tubos se rellena con arena formando un espesor de 10 cm. Los tubos de cartón resisten la colocación del concreto, pero se desintegran después del fraguado y la arena cae en los espacios vacíos. La ventaja de este sistema es el de reducir las presiones de expansión al penetrar el suelo en los vacíos,

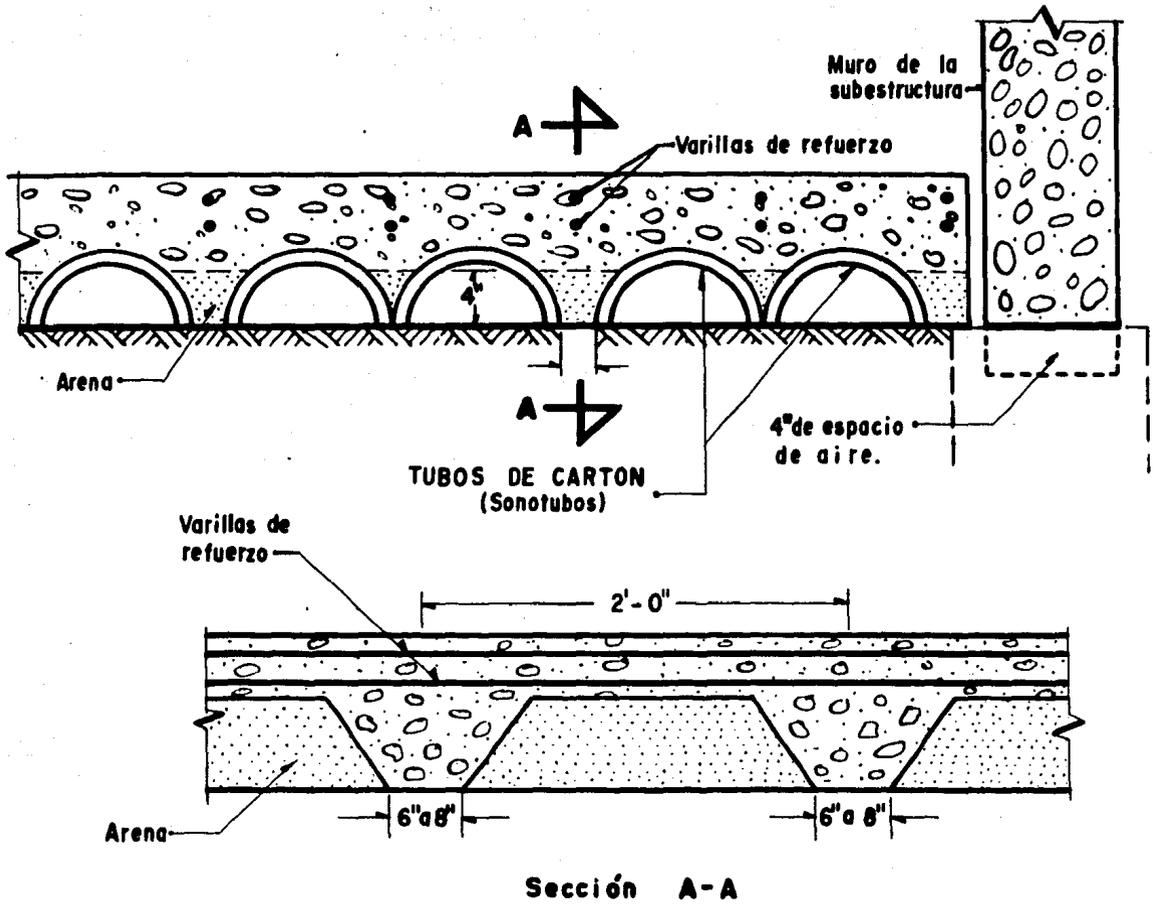


Fig.41-Sistema típico en forma de panel.(Según Chen-1975)

CASO DE LA CIUDAD DE QUERETARO

La industrialización del Valle de Querétaro ha dado lugar a -
la construcción de muy importantes plantas industriales y otros tipos
de estructuras, cuyos estudios del subsuelo fueron presentados en -
forma resumida en las Memorias de la VIII Reunión Nacional de Me-
cánica de Suelos efectuada en Noviembre de 1976, en la Ciudad de
Guanajuato, Gto.

De la investigación realizada, se pudo determinar que en la
casi totalidad de las construcciones ligeras, se han empleado zapa
tas aisladas o corridas, ligadas por cadenas o contratabes cuyo -
desplante no va más allá de los dos metros; únicamente eliminando
la capa vegetal o la capa muy alterada. En lo que se refiere a -
las construcciones del tipo casa-habitación, se lleva a cabo la prácc

tica de utilizar cimientos de mampostería desplantándose a menos de 1 m de profundidad y ligados por cadenas de concreto armado.

Cuando el peso de las estructuras ha sido considerable, se han empleado pilas. Este tipo de solución se ha aplicado al caso de silos y otro tipo de edificaciones pesadas.

Para los casos en que se han recomendado zapatas como solución a la cimentación de cierto tipo de estructuras se ha procurado que el desplante se haga sobre el estrato limo-arenoso que existe bajo las arcillas; sin embargo, como en la mayoría de las zonas estudiadas el estrato arcilloso es de gran espesor, el desplante se ha realizado sobre la arcilla superficial con capacidad de carga igual o mayor a la carga para la cual las expansiones se anulan.

El tipo de cimentación a base de pilas se ha aplicado a casos muy especiales en los que el peso de las estructuras es considerable y los estratos que soportan cargas altas se encuentran a -

profundidades en las que resulta inapropiado el empleo de cimentaciones por superficie; tal es el caso de la cimentación de la batería de silos perteneciente a la planta industrial Kellog de México, situada en la proximidad a la confluencia de la carretera Constitución y el Ferrocarril México - Cd. Juárez. Esta estructura transmite una presión de contacto máxima de 25 Ton/m^2 .

El subsuelo en el sitio en que se ubica la obra tiene la siguiente estratigrafía: de 0.0 a 13 m de profundidad arcillas café de consistencia media a firme; de 13 a 18 m arena poco limosa con gravas aisladas, muy compacta; de 18 m a la profundidad explorada (25 m) arcilla café de consistencia firme.

Las alternativas de cimentación que se propusieron fueron - las siguientes:

- Losa de concreto desplantada a 3 m de profundidad, -
transmitiendo una presión de 25 ton/m^2 .
- Pilas coladas in situ apoyadas a 14 m de profundidad,
con una capacidad de carga de 200 ton/m^2 .

En la construcción de pisos se ha optado por sustituir parcial o totalmente el estrato de arcilla expansiva por materiales inertes, cuyo espesor se determina tomando en cuenta la presión de expansión de los materiales arcillosos, el peso volumétrico del material inerte y el peso propio de la estructura.

En el caso que dió lugar a este estudio, que fué el de la Unidad Deportiva de Querétaro, se propuso retirar las losas y remover el relleno areno-limoso superficial volviéndolo a colocar ligeramente apisonado (fig. 42) , a fin de que la capa de este material pudiera absorber expansiones remanentes que pudieran ocurrir debido

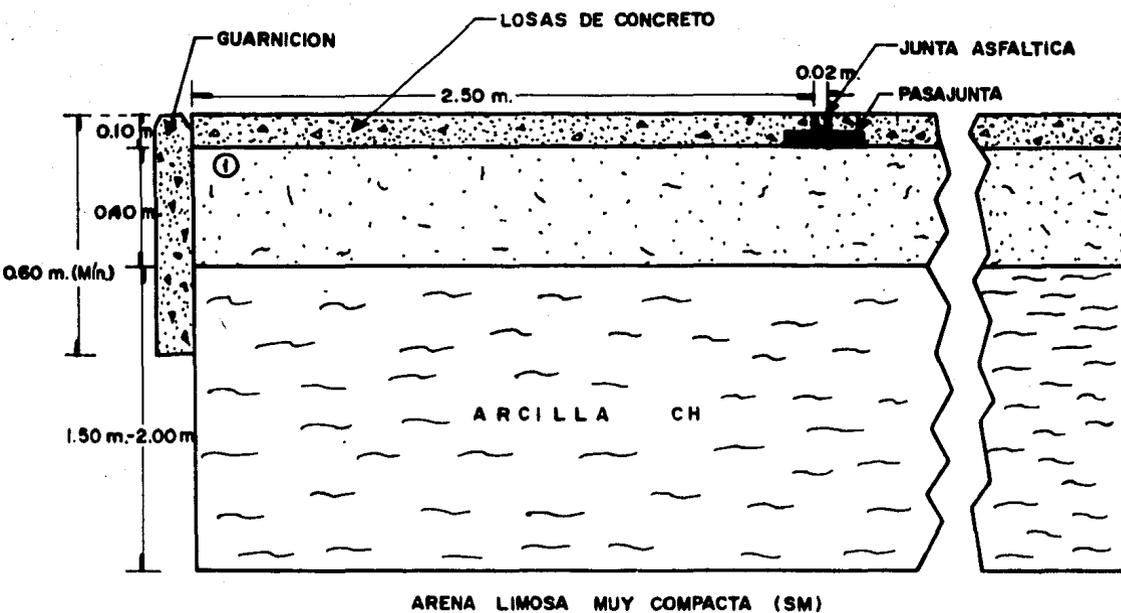


Fig.42- ① Relleno areno-limoso retirado y posteriormente vuelto a colocar ligeramente apisonado.

a las condiciones que sufriera el area en cuestión según se expuso en el Capítulo IX. Así mismo, se recomendó profundizar las guarniciones hasta 60cm con objeto de proteger un espesor mayor de la arcilla en relación a un posible cambio en el contenido de agua de la misma, que diera lugar al fenómeno de expansión. Las juntas asfálticas entre losas debieron restituirse. Por otra parte se puso en antecedentes para que no se plantaran árboles en lugares indebidos o, en forma inadecuada y se recomendó que se previera un sistema de drenaje eficiente que evitara futuras inundaciones.

CONCLUSIONES:

Aunque la información con que se cuenta actualmente es incompleta dada la magnitud de la Ciudad de Querétaro, la ciudad puede dividirse en dos zonas: la zona baja y plana (terrenos situados por debajo de la cota 1820 m.s.n.m.) y la zona alta (terrenos

con elevación superior a los 1820 m.s.m.m.). La primera se caracteriza por el subsuelo que está constituido básicamente por suelos arcillosos expansivos que van desde la superficie del terreno hasta profundidades que varían entre 0.5 m y 6 m. En la denominada zona alta se tiene la presencia de limos, arenas y tobas superficiales.

- La mayor parte de las estructuras de la Ciudad de Querétaro están cimentadas dentro del estrato de arcilla, lo cual es factible.

- Aunque no se tienen informes acerca del comportamiento de las cimentaciones, en general, la mayoría de las construcciones se encuentran en buen estado.

- Un método de exploración satisfactorio que se ha empleado con éxito es el de excavación de pozos a cielo abierto y -

la extracción de muestras inalteradas.

- La determinación de la presión de expansión del estrato de arcilla sería conveniente obtenerla mediante un ensaye de saturación bajo carga.

México, Octubre de 1979.

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

- 1.- Jones, D.W. Jr., and Holtz, W.G., "Expansive Soils The Hidden Disaster", Civil Engineering, Aug, 1973, Vol. 43, Nov. 8.
- 2.- Jones, D. E. Jr., "Expansive Soils and Housing Development", Proceedings of Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction, Vol. I, 1973.

CAPITULO III

- 3.- Chen, F.H., "Foundations on Expansive Soils", Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- 4.- Holtz; W.G. and Gibbs, H.J., "Engineering Properties of Expansive Clays", Proceedings, ASCE, Vol. 80, 1954.
- 5.- Mitchell, James K., "Influences of Mineralogy and Pore - Solution Chemistry on the Swelling and Stability of Clays", University of California, Berkeley, California 94720.
- 6.- Lambe, T.W. (1953) "The Structure of Inorganic Soil", - Proc. Am. Soc. Civil Eng., Separate No. 315.
- 7.- Jiménez Salas, J.A. and Serratos, J.M. (1953), "Compre sibility of Clays", Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 192-198.
- 8.- Bolt, G.H. and Miller, R.D. (1955) "Compression Studies of Illite Suspensions", Soil Sci. Soc. Of Amer. Proc., - Vol. 19, pp. 285-288.
- 9.- Bolt, G.H. (1956) "Physico-Chemical Analysis of The - Compressibility of Pure Clays", Geotechnique, Vol. 6, - pp. 86-93.

- 10.- Mitchell, J.K. (1960) "The Application of Colloidal Theory to the Compressibility of Clays", Proc. Seminar on Interparticle Forces in Clay-Water-Electrolyte Systems, - C.S.I.R.O., Australia, pp. 2.92-2.97.
- 11.- Blackmore, A.V. and Miller, R.D. (1961) "Tactoid Size and Osmotic Swelling in Calcium Montmorillonite", Soils Sci. Soc. of America Proc., Vol. 25, pp. 169-173.
- 12.- Olson, R.E. and Mitronovas F. (1962) "Shear Strength and Consolidation Characteristics of Calcium and Magnesium - Illite", Proc. 9th Nat. Conf. on Clays and Clay Minerals, Pergamon Press, N.Y., pp. 185-209.
- 13.- Warkentin, B.P. and Schofield, R.K. (1962) "Swelling - Pressure of Na-Montmorillonite in NaCl Solutions", J. Soil Sci., Vol. 13, p. 98.
- 14.- Meade, R.H. (1964) "Removal of Water and Rearrangement of Particles During the Compaction of Clayey Sediments - Review", U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 497 B.
- 15.- Terzaghi, K. Von (1931) "The Influence of Elasticity and Permeability on the Swelling of Two-Phase Systems", in Colloid Chemistry, Vol. III, J. Alexander, Ed., Chemical Catalog Co., Inc., N.Y. pp. 65-88.
- 16.- Terzaghi, K. (1956) Discussion to Bolt (1956), Geotechnique, Vol. 6, pp. 191-192.
- 17.- Ladd, C.C. (1960) "Mechanisms of Swelling by Compacted Clay," Highway Research Board Bulletin 245, pp. 10-26.
- 18.- Richards, L.A. Ed. (1954) "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils, Agricultural Handbook No. 60, - U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. - 160 pp.
- 19.- Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L. (1972) - "Piping in Earth Dams of Dispersive Clay", Proc. Special Conf. on the Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., June, pp. 589-626.

- 20.- Aitchison, G.D. and Wood, C.C. (1965) "Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post-Construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams", Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. - Eng., Montreal, Vol. 11, P. 442.
- 21.- Ingles, O.G. (1968) "Soil Chemistry Relevant to Engineering Behavior of Soils", in Soil Mechanics Selected Topics, I.K. Lee, Editor, American Elsevier Publishing Co., N.Y.
- 22.- Ingles, O.G. and Aitchison, G.D. (1969) "Soil-Water Disequilibrium as a Cause of Subsidence in Natural Soils and Earth Embankments", Int. Symp. on Land Subsidence (Tokyo), AIHS Pub. No. 89, Vol. 2, p. 342.

CAPITULO IV

- 23.- Grim Ralph E. "Clay Mineralogy", Second Edition, Mc Graw-Hill Book Company, 1968.
- 24.- Le Châtelier, H., De L'Action de la Chaleur sur les Argiles, Bull. Soc. Fran. Mineral., 10: 204-211 (1877).
- 25.- Lowenstein, E., Ueber Hydrate Deren Dampfspannung Sich - Kontinuerlich Mit Der Zusammensetzung Andert, Z. Anorg. - Chem., 63: 69-139 (1909).
- 26.- Hadding, A., Eine Röntgenographische Methode Kristalline und Kryptokristalline Substanzen zu Identifizieren, Z. Krist., 58: 108-112 (1923).
- 27.- Rinne, F., Röntgenographische Untersuchungen an Einigen Feinzerteilten Mineralien Kunsprodukten und Dichten - Gesteinen, Z. Krist., 60: 55-69 (1924).
- 28.- Ross, C.S., and E.V. Shannon, The Chemical Composition and Optical Properties of Beidellite, J. Wash. Acad. Sci., 15: 467-468 (1925).

- 29.- Ross, C.S., and E.V. Shannon, Minerals of Bentonite and Related Clays, and their Physical Properties, J. Am. Ceram. Soc., 9: 77-96 (1926).
- 30.- Ross, C.S., The Mineralogy of Clays, First Intern. Congr. Soil Sci., 4: 555-556 (1928)
- 31.- Ross, C.S., Altered Paleozoic Volcanic Materials and Their Recognition, Bull. Am. Assoc. Petrol. Geologists, 12: 143-164 (1928).
- 32.- Ross, C.S., and P.F. Kerr, The Kaolin Minerals, U.S. Geol. Surv., Progress. Paper 165 E, pp. 151-175 (1931).
- 33.- Ross, C.S., and P.F. Kerr, The Clay Minerals and Their Identity, J. Sediment. Petrol., 1: 55-65 (1931).
- 34.- Ross, C.S., and P.F. Kerr, Halloysite and Allophane U.S. Geol. Surv., Profess. Paper 185 G, pp. 135-148 (1934).
- 35.- Ross, C.S., and S.B. Hendricks, Minerals of the Montmorillonite Group, U.S. Geol. Surv., Profess. Paper 205 B, pp. 23-79 (1945).
- 36.- Grim, R.E., Some Factors Influencing the Properties of Soil Materials, Second Intern. Congr. Soil Mech., 3: 8-12 (1948).
- 37.- Scott, R.F., "Principles of Soils Mechanics", Addison-Wesley Publishing Company, Inc., 1965.
- 38.- Tourtelot, Harry A., "Geologic Origin and Distribution of Swelling Clays", Proceedings of Workshop in Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction, Vol. I, 1973.
- 39.- Woodward - Clyde and Associates, 1967, A Review Paper on Expansive Clay Soils, 1967, V. 1: Los Angeles, Calif., Portland Cement Assoc., 134 p.
- 40.- Keller, W.D., 1957, The Principles of Chemical Weathering: Columbia, Mo., Lucas Brothers Publishers, 111 p., Revised.

- 41.- Low, Philip F., Fundamental Mechanisms Involved in Expansion of Clays, as Particularly Related to Clay Mineralogy, Proceedings of Workshop on Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction, Vol. I, 1973.
- 42.- Radoslovich, E.W. "The Cell Dimensions and Symmetry of Layer - Lattice Silicates. II. Regression Relations". American Mineralogist 47: 617-636 (1962).
- 43.- Radoslovich, E.W. and Norrish, K. "The Cell Dimensions - and Symmetry of Layer-Lattice Silicates. I. Some Structural Considerations". American Mineralogist 47: 599-616 (1962).
- 44.- Brindley, G.W. and Mac Ewan, D.M.C. "Structural Aspects of the Mineralogy and Clays and Related Silicates", In Ceramics. A Symposium British Ceramic Society, pp. 15-59 (1953).
- 45.- Bailey, S.W. "The Status of Clay Mineral Structures". Clays and Clay Minerals 14: 1-23 (1966).
- 46.- Low, Philip F., "Mineralogical Data Requirements in Soil - Physical Investigations". In Mineralogy in Soil Science and Engineering, Soil Sci. Soc. Amer. Spec. Publ. No. 3, pp. 1-34 (1968).
- 47.- Verwey, E.J.W. and Overbeek, J. Th. G., "The Theory of the Stability of Lyophobic Colloids". Elsevier Publishing Co., Inc., New York (1948).
- 48.- Van Olphen, H. "An Introduction to Clay Colloid Chemistry". Interscience Publishers, New York (1963).
- 49.- Davidtz, J.C. and Low, P.F. "Relation Between Crystal-Lattice Configuration and Swelling of Montmorillonites". Clays and Clay Minerals 18: 325-332 (1970).
- 50.- Ravina, I. and Low, P.F. "Relation Between Swelling, Water Properties and b-Dimension in Montmorillonite-Water Systems". Clays and Clay Minerals 20: 109-123 (1972).

- 51.- Foster, Margaret D., "Geochemical Studies of Clay Minerals: II - Relation Between Ionic Substitution and Swelling in Montmorillonites". American Mineralogist. 38: 994-1006 (1953). -
- 52.- Foster, Margaret D., "The Relation Between Composition and Swelling in Clays". Clays and Clay Minerals 3: 205-220 (1955). -
- 53.- Lambe, T.W. and Martin, R.T. (1957) "Composition and Engineering Properties of Soil", Proceedings, Highway Research Board. -
- 54.- Rich, E.I. (1968) "Hydroxy Interlayers in Expansive Layer Silicates", Clays and Clay Minerals, Vol. 16, pp. 15-30. -
- 55.- Kidder, G. and Reed, L.W. (1972) "Swelling Characteristics of Hydroxy - Aluminum Interlayered Clays", Clays and Clay Minerals, Vol. 20, pp. 13-20.
- 56.- El Rayah, H.M.E. and Rowell, D.L. (1973) "The Influence of Iron and Aluminum Hydroxides on the Swelling of Na-Montmorillonite and the Permeability of a Na-Soil", Journal of Soil Science, Vol. 24, N° 1, pp. 137-144. -
- 57.- Barshad, I (1973), Comunicación Personal entre James K. Mitchell y Barshad, según se reporta en la referencia 5 Cap. III. -
- Bolt G.H. (1956), Referencia 9 Cap. III.
- Terzaghi, K. Von (1931), Referencia 15 Cap. III
- Terzaghi, K. Von (1956), Referencia 16 Cap. III
- 58.- Komornik, A. and David, D. (1969) "Prediction of Swelling Pressure of Clays", Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 95, No SM 1, pp. 209-225. -
- 59.- Olson, R.E. and Mesri, G (1970) "Mechanisms Controlling the Compressibility of Clays", Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 96, N° SM6, pp. 1863-1878. -

- 60.- Schmertmann, J.H. (1969) "Swell Sensitivity", *Geotechnique*, Vol. 19, N° 4, pp. 530-533.

CAPITULO V

Chen F.H. (1975), Referencia 3 Cap. III

- 61.- Donaldson, G.W., "The Occurrence of Problems of Heave and the Factors Affecting its Nature". *Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, Texas A & M Press, 1969.
- Keller, W.D., (1957) , Referencia 40 Cap. IV
- 62.- IMSS (Instituto Mexicano del Seguro Social), "Suelos Expansivos y Colapsibles en la República Mexicana", México 1974.
- 63.- S.R.H. (Secretaría de Recursos Hidráulicos) "Atlas del Agua de la República Mexicana", México 1976.

CAPITULO VI

- 64.- Pearl, Richard M., "Geología", CECSA, 1974.
- 65.- Carta Geológica del Estado de Querétaro, Instituto de Geología de la UNAM, México, 1971.
- 66.- Fibela, H.J. Gilberto; (1968), "Estudio Geohidrológico del Valle de Querétaro, IPN, México.

CAPITULO VII

- 67.- Krązynski, Leonard M., "The Need for Uniformity in Testing of Expansive Soils", *Proceedings of Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction*, Vol. I, 1973.

- 68.- Bjerrum, Laurits, "Discussion to Interaction Between -
Structure and Soils", European Conference on Soil Mecha-
nics and Foundation Engineering, Vol. II, pp. 135-137 -
(1963).
- 69.- Fjeld, Svein, "Settlement Damage to a Concrete-Framed
Structure", European Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering", Vol. 1, pp. 391-399.
- 70.- Skempton, Alec W., and Mc Donald, Donald H., "The -
Allowable Settlements of Buildings", Proceedings, The -
Institute of Civil Engineers, London, Vol. 5, N° 3, -
pp. 727-768 (1956).
- 71.- Brindley, G.W., "Identification of Clay Minerals by -
X-Ray Diffraction Analysis", Clays and Clay Technology,
Div. of Mines Bulletin 169, 1955.
- 72.- Kelley, W.P., "Interpretation of Chemical Analysis of -
Clays". Clays and Clay Technology, Div. of Mines, -
Bulletin 169, 1955.
- 73.- Ravina, I., "Swelling of Clays, Mineralogical Composi-
tion and Microstructure", Proceedings of the Third Interna-
tional Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel, -
1973.
- 74.- Holtz, W.G. and Gibbs, J.J., "Engineering Properties of
Expansive Clays", Asce Transactions Paper No. 2814, -
Vol. 121, 1956.
- 75.- Altmeyer, W.T., "Discussion of Engineering Properties of
Expansive Clays", Proceedings ASCE, Vol. 81, Separate
N° 658, March, 1955.
- 76.- Seed, H.B., Woodward, R.J. and Lundgren, R., "Predic-
tion of Swelling Potential for Compacted Clays", Journal
ASCE, Soil Mechanics and Foundation Div., Vol. 88, -
1962.

- 77.- Holtz, W.G., "Expansive Clay-Properties and Problems", Colorado School of Mines Quarterly, Vol. 54, N° 4, 1959.
- Chen, Fu H., (1975) , Referencia 3 Cap. III
- 78.- Lambe T.W. "The Character and Identification of Expansive Soils". A Report Completed for the Technical Studies Program of the Federal Housing Administration, May, 1960.
- 79.- Ladd, C.C. and Lambe, T.W., "The Identification and Behavior of Expansive Clays", Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. I, 1961.
- 80.- Obermeier, S.I., "Evaluation of Laboratory Techniques for Measurement of Swell Potential of Clays", Proceedings of Workshop on Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction, Vol. 1, 1973.

CAPITULO VIII

- Chen, Fu H., (1975), Referencia 3, Cap. III.
- 81.- S.O.P. (Secretaría de Obras Públicas, Hoy SAHOP) "Método de Hveem para la Determinación de Espesores de Sub-Base, Base y Pavimento Asfáltico". México, 1962.
- 82.- "Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes", 5th Ed., ASTM Special Technical Publication 479, June 1970.

CAPITULO IX

- Che, Fu H., (1975) , Referencia 3 , Cap. III.

- 83.- Rico, A. y Del Castillo, H., "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Vol. II, LIMUSA, México, (1977).
- 84.- "Recommended Practice for Construction of Residential - Concrete Floors on Expansive Soils", (Vol. II) Portland - Cement Association, Los Angeles, California.

CAPITULO X

- 85.- Bara, J.P., (1969) "Controlling the Expansion of Desiccated Clays During Construction", Second International - Research Conference on Expansive Clay Soils, Texas - A & M Press.
- Chen, Fu H., (1975), Referencia 3, Cap. III
- 86.- Mohand, D. y Chandra, S.V., (1961) "Frictional Resistance of Bored Piles in Expansive Clays", Geotechnique, Vol. XI, Nº 4, pp. 294-30.
- 87.- Espinosa G., Leopoldo y Dawson Andrew W., "Cimentaciones en Suelos Expansivos", Instituto de Ingeniería, México, Oct. 1976.



Impresiones "ARIES"

COLOMBIA NUM. 2 ALTOS 2

ISSO. CON BRASIL

MEXICO I. D. F.

5-26-04-72

5-29-11-19