



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ESTABILIZACION QUIMICA DE DEPOSITOS DE SUELOS
SUSCEPTIBLES A LICUACION**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL

P R E S E N T A :

VICTOR MANUEL ANTONIO IZARRARAS

TUTOR:

DR. JORGE ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

2006



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Eulalio Juárez Badillo
Secretario: Dr. Joaquín Eduardo Aguayo Camargo
1er. Vocal: Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez
2do. Vocal: Dra. Rosario Iturbe Argüelles
3er. Vocal: Dra. Maria Teresa Orta Ledesma
1er. Suplente: Dr. Jorge Carrera Bolaños
2do. Suplente: Dr. Mario Chávez González

LUGAR EN DONDE SE REALIZÓ LA TESIS

Laboratorio de Dinámica de Suelos del Posgrado en Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS

Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez



A mis padres:

Policarpo Antonio Baruch y Francisca Izarrarás Villegas: quienes debo mi existencia y todo lo que he logrado, y cuyos ejemplos de honestidad y lucha han sido la herencia más valiosa que me han podido dar. Los quiero mucho.

A mi Rosy:

Quien se ha convertido en mi principal motivación y cuyo amor y apoyo me levantan cuando tropiezo y me anima a seguir adelante. Gracias linda te amo.

A mi familia:

Mis hermanos, Paco, Euge, Pepe, Adriana, Marcos, Armando; mis cuñados y cuñadas: Gris, Dulce, Fer, Isaac, Ale; a mis sobrinitos: Isaac, Lucero, Jorge, Desiré, Ana Karen, Marquitos, Fernandito, Paquito, Armandito y Adrianita. A todos ellos gracias por su apoyo y cariño. Este logro lo comparto con ustedes.

A mi nueva familia:

Sra. Bertha Alicia Barbosa, Bertha, Gonzalo, Pino, Araceli, Ulyses, Celeste y Xanath, con especial dedicatoria a Sra. Evangelina Juárez Salas (q.e.p.d.), por permitirme ser parte de ellos, por su apoyo y sobre todo ser la familia de mi linda esposa. Gracias.

Al Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez
Por sus consejos y por que ha sido parte importante de mi desarrollo profesional

A mi amigo Ing. Javier Galván Escobar
Te agradezco todo lo que hiciste por mí, no lo olvidaré.

A los profesores miembros de mi Comité Tutorial, por su valiosa ayuda y consejos.

A mis compañeros y amigos: Ing. Pedro Moreno Carrizales e Ing. Luis López Flores, por su ayuda en la realización de este proyecto

A las dos Instituciones que confiaron en mi capacidad:

Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)

Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla (UPAEP)

INDICE

Introducción	I
Capítulo 1: El fenómeno de licuación, causas, efectos y análisis de susceptibilidad	
1.1 Descripción del fenómeno	1
1.2 Factores que influyen en la ocurrencia de la licuación	10
1.3 Métodos de laboratorio para determinar la susceptibilidad a licuación	30
1.3.1 Evaluación de la relación de esfuerzo cíclicos	31
1.3.2 Evaluación de la resistencia a licuación (Métodos de laboratorio)	32
1.4 El equipo de corte simple cíclico en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos	48
1.5 Conclusiones	54
1.6 Referencias	56
Capítulo 2: La inyección de sustancias químicas en los suelos	
2.1 Introducción	63
2.2 Antecedentes	64
2.2.1 Historia	64
2.3 Materiales de inyección	66
2.3.1 Suspensiones	67
2.3.2 Soluciones de inyección	70
2.4 El comportamiento mecánico los suelos mejorados con sustancias químicas	99
2.5 Conclusiones	118
2.6 Referencias	120

INDICE

Capítulo 3: Materiales y métodos experimentales

3.1 El subsuelo del puerto industrial de Lázaro Cárdenas Michoacán	124
3.1.1 Introducción	124
3.1.2 Geología de la zona de muestreo	125
3.1.3 Estratigrafía de los depósitos de suelo del delta moderno	126
3.1.4 Descripción del sitio de muestreo	129
3.1.5 Sismicidad en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas	132
3.2 Caracterización de la arena de Lázaro Cárdenas (ALC)	136
3.2.1 Introducción	136
3.2.2 Análisis granulométrico	137
3.2.3 Peso específico relativo de los sólidos del suelo	140
3.2.4 Pesos volumétricos secos máximos y mínimos	140
3.2.5 Obtención de las compacidades relativas de trabajo	144
3.2.6 Permeabilidad	145
3.3 Estimación del nivel de esfuerzos cortantes cíclicos en la zona de muestreo	146
3.3.1 Introducción	146
3.3.2 El método simplificado de Seed e Idriss	148
3.3.3 Magnitud del sismo	150
3.3.4 Aceleración pico	152
3.4 Caracterización de la sustancia química	152
3.4.1 Introducción	153
3.4.2 Propiedades y características de la sílice humo	155
3.4.3 Caracterización de la sílice humo	165
3.4.4 Propiedades y características de la sílice coloidal	168
3.4.5 Caracterización de la sílice coloidal	172
3.5 Estimación de la calidad de impregnación del suelo con sílice humo y sílice coloidal	174
3.6 Conclusiones	175
3.7 Referencias	176

INDICE

Capítulo 4: Ensayes e interpretación de resultados	
4.1 Introducción	181
4.2 Formación de especímenes de ensaye	183
4.3 Descripción del equipo	187
4.4 Procedimiento de ensaye	188
4.5 Análisis e interpretación de resultados	189
4.5.1 Influencia de la magnitud del esfuerzo cortante cíclico en la resistencia de la arena no impregnada	189
4.5.2 Influencia de la compacidad relativa en la resistencia de la arena no impregnada	193
4.5.3 Influencia de la magnitud del esfuerzo confinante en la resistencia de la arena no impregnada	197
4.5.4 Gráficas de comportamiento general de la arena no impregnada	200
4.5.5 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en la resistencia a licuación de la Arena de Lázaro Cárdenas	206
4.6 Conclusiones	228
4.7 Referencias	228
Capítulo 5: Conclusiones y Recomendaciones	230
5.1 Conclusiones	230
5.2 Recomendaciones	232

RESUMEN

Después de los sismos de 1964 en Anchorage, Alaska y Niigata, Japón, se reconoció al fenómeno de **licuación de arenas** como una de las principales causas de pérdidas humanas y materiales de consideración, por lo que ha sido objeto de una extensa investigación en el mundo. Dentro de las líneas de investigación acerca de este fenómeno destaca el análisis de alternativas de mejoramiento del suelo con el objeto de mitigar los daños. Los procesos de mejoramiento mecánicos han demostrado ser los más utilizados, ya que se caracterizan por su seguridad y economía. No obstante, su aplicación está limitada ya que las vibraciones que se inducen al terreno pueden provocar daños a las cimentaciones de las estructuras vecinas y a la infraestructura de la zona. Como alternativa de mejoramiento de suelos en zonas de alta concentración urbana se encuentra la inyección de sustancias químicas, sin embargo, la información acerca de su uso para el mejoramiento de depósitos de suelo susceptibles a licuación es escasa, quizá debido al alto costo que caracteriza al proceso.

En este trabajo de investigación se evaluó el comportamiento de un suelo natural susceptible a licuación cuando este es impregnado con **sílice coloidal**, producto que bajo un proceso de análisis, se eligió debido a que cumple con las condiciones necesarias para ser considerado como una sustancia favorable para el mejoramiento del suelo. Se ejecutaron 150 ensayos de corte simple cíclico a volumen constante, 100 con especímenes de suelo no impregnados y 50 con especímenes de suelo impregnados con **sílice coloidal**, y bajo diversas condiciones de compacidad relativa, esfuerzo confinante inicial y magnitud del esfuerzo cortante cíclico.

La **sílice coloidal** demostró ser la sustancia más adecuada para la inyección de suelos susceptibles a la licuación, debido a su capacidad de penetrar en los suelos granulares finos logrando con ello un alto grado de impregnación, la facilidad en el control del tiempo de gel, la rapidez de su reacción, su facilidad de obtención y su competitividad económica; además una pequeña cantidad de **sílice coloidal** incrementa significativamente la resistencia cíclica de las arenas. En el caso de arenas sueltas, la adición de **sílice coloidal** reduce significativamente el potencial de movimiento y reorientación de las partículas del suelo.

El comportamiento de la arena estabilizada con sílice coloidal está influenciado por la magnitud del esfuerzo confinante inicial y la compacidad relativa, es decir a bajos niveles de esfuerzo confinante, **las arenas sueltas** impregnadas con **sílice coloidal**, tienen mayor resistencia a licuación debido a que existe un mayor contenido de mezcla por unidad de volumen, la sustancia restringe el movimiento de las partículas de suelo a un estado más denso y disminuye la generación de presión de poro. A altos niveles de esfuerzo confinante, **la arena densa** impregnada con **sílice coloidal** tiene una mayor resistencia debido al incremento en el número de puntos de contacto entre partículas y a que los grandes esfuerzos ocasionan una mayor contribución de la fricción en la resistencia del suelo, mientras para una **arena suelta** impregnada con **sílice coloidal**, el incremento en el esfuerzo confinante reduce la posibilidad de dilatación, incrementando la presión de poro y la deformación del suelo.

SUMMARY

After the earthquakes of 1964 in Anchorage, Alaska and Niigata, Japan, the phenomenon of liquefaction of sands was recognized like one of the main causes of human deceases and materials lost of consideration, and it has been subject of an extensive investigation in all the world. One of the investigation lines about this phenomenon is the analysis of alternatives of improvement the ground in order to mitigate the damages. The mechanical processes of improvement is the most used, since it is characterized by their security and economy. Nevertheless, their application is limited because the vibrations that are induced to the ground can cause damages to the foundations of the neighboring structures and the infrastructure of the zone.

The injection of chemical substances arise as alternative of improvement of the ground in zones of high urban concentration, however, the information about its use for the improvement of deposits susceptible to liquefaction is scarce, maybe due to the high cost that characterizes the process.

In this investigation it was evaluated the behavior of a natural soil susceptible to liquefaction when it was impregnated with colloidal silica, product that, after an analysis, was selected because it fulfills the necessary conditions to be considered as a favorable substance for the improvement of the ground. 150 specimens of soil were tested in the cyclic simple shear equipment at constant volume, 100 with specimens not impregnated and 50 with specimens impregnated with colloidal silica, and under diverse conditions of relative density, vertical effective stress and magnitude of shear stress.

The colloidal silica demonstrated to be the most suitable substance for the injection of deposits susceptible to liquefaction, due to its capacity to penetrate in the fine granular soil, achieving with it a high degree of impregnation, the easiness in the control of the time of gel, the speed of its reaction, its obtaining easiness and its economic competitiveness; a small quantity of colloidal silica increases significantly the resistance of the sands. In the case of loose sands, the addition of colloidal silica reduces significantly the potential of movement and reorientation of the particles.

The behavior of the sand stabilized with colloidal silica is influenced by the magnitude of the vertical effective stress and the relative density, at low levels of vertical effective stress, the loose sands impregnated with colloidal silica, have higher resistance to liquefaction because it exists a high content of mixture for unit of volume, the substance restricts the movement of the particles to a denser state and it diminishes the generation of pore pressure. At high levels of vertical effective stress, the dense sand impregnated with colloidal silica has a high resistance due to the increment in the number of contact points among particles and to that the high level of stress cause a bigger contribution of the friction in the resistance of the soil, while for a loose sand impregnated with colloidal silica, the increment in the vertical stress reduces the dilation possibility, increasing the pore pressure and the deformation of the soil.

INTRODUCCIÓN

El fenómeno de licuación de arenas, que consiste en una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante y que es asociado a la ocurrencia de sismos de gran magnitud, ha sido objeto de una extensa investigación desde 1964 debido a que se le identifica como una de las principales causas de pérdidas considerables tanto humanas como materiales en el momento en que se presenta. El fenómeno se ha estudiado con base en dos líneas de investigación: 1) el análisis y modelación del fenómeno y 2) la evaluación de técnicas de mejoramiento del suelo y prevención del fenómeno.

Las medidas de prevención del fenómeno (línea de investigación de esta tesis), se basan en términos generales, en la inducción de una vibración al depósito de suelo (previo a la construcción), con el objeto de densificarlo de forma controlada. De entre ellas destaca la Vibroflotación, la Vibrocompactación y la Compactación Dinámica.

No obstante la ventaja económica de algunos de estos procedimientos, su uso se limita a depósitos de suelo en los que no hay edificaciones vecinas importantes ya que el movimiento de equipo pesado y los procedimientos de operación, inducen vibraciones al suelo que pueden afectar su cimentación y la infraestructura del lugar.

Una alternativa de mejoramiento de suelos en zonas de alta concentración urbana es la inyección de mezclas (*grouting*) que pueden ser de cemento o de cualquier compuesto químico que mejore las propiedades mecánicas de la masa de suelo. La técnica consiste en la introducción a través de tubos insertados dentro del suelo, de la mezcla de inyección

mediante un proceso controlado. Aunque en la actualidad existe una gran cantidad de productos utilizados para la inyección, la aplicación depende de varios factores de entre los que destacan: el tipo de suelo, el propósito del mejoramiento, las propiedades reológicas de la sustancia, la toxicidad, el impacto ambiental, su economía y facilidad de obtención. Debido a la conjunción de estos factores, la técnica de inyección de sustancias químicas no es económicamente competitiva con respecto al mejoramiento mecánico¹. La inyección se ha implementado para mejorar las propiedades de resistencia, deformación y permeabilidad de los depósitos de suelo, sin embargo la información acerca de su uso con la intención de minimizar los riesgos de licuación es escasa.

Por otro lado, la ocurrencia de la licuación, está sujeta también a la conjunción de diversos factores como: tipo de suelo, compacidad relativa, estado de esfuerzos inicial, magnitud y duración de los esfuerzos cíclicos inducidos, entre otros.

Surge con base en lo anterior, la necesidad de adoptar las ventajas que tiene la inyección de los suelos en el mejoramiento de los depósitos susceptibles a sufrir licuación y localizados en zonas de alta concentración urbana. Para ello, es necesario que exista una adecuada relación entre los factores que rigen la aplicación de la técnica de mejoramiento y los factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno.

En este trabajo de tesis se realiza un análisis del comportamiento de un suelo licuable impregnado con sílice coloidal y sometido a esfuerzos cortantes cíclicos antes y después de ser impregnados con dicha sustancia. El objetivo es evaluar la influencia que tienen las propiedades de la mezcla de inyección, la compacidad relativa del suelo, el esfuerzo confinante inicial y la magnitud del esfuerzo cortante cíclico, en la resistencia de del suelo estabilizado.

El Capítulo 1, es un estado del arte del fenómeno de licuación, en él se mencionan los resultados de las investigaciones más sobresalientes acerca de los mecanismos de falla y de los factores que influyen en su ocurrencia. Así mismo se mencionan las principales

¹ La relación de costos entre los procedimientos de mejoramiento mecánico y de inyección química por ejemplo, puede llegar a ser de hasta 1:4.

técnicas de laboratorio utilizadas para modelar el fenómeno y la correlación de sus resultados con el comportamiento *in situ*.

En el Capítulo 2 se efectúa una revisión sucinta de la técnica de inyección para el mejoramiento de los suelos. En esta se presentan los principios fundamentales de su uso, los tipos y características de las mezclas de inyección, así como los resultados de las investigaciones más destacadas, realizadas con el fin de evaluar el efecto de la inyección sobre la resistencia de los suelos estabilizados con sustancias químicas.

El análisis preliminar de los materiales involucrados en la fase experimental de esta investigación se presenta en el Capítulo 3. El suelo proviene de un depósito localizado en la zona del delta moderno de la cuenca del río Balsas en Lázaro Cárdenas Michoacán, Méx. La elección del sitio de muestreo se basó en los antecedentes de licuación y en la consideración de realizar los ensayos con suelos de depósitos naturales con características de suelos licuables. Las pruebas de identificación y caracterización del suelo, junto con la descripción del sitio de muestreo se exponen en este capítulo. La mezcla de inyección utilizada fue la sílice coloidal. Para su elección se consideró tanto un estudio económico (facilidad de obtención y costo), como de comportamiento reológico. Los análisis que respaldan dicha elección se muestran en el mismo capítulo.

En el Capítulo 4, se muestran y analizan los resultados de 150 ensayos de corte simple cíclico (100 con especímenes de suelo no impregnado, y 50 con especímenes de suelo impregnado con sílice coloidal), con el fin de evaluar el efecto que sobre la resistencia del suelo tiene la inyección química. Se elaboraron curvas de comportamiento tanto para los materiales no impregnados como impregnados, que permitieron superponer los resultados, establecer esquemas de comparación directa y medir el efecto de la compacidad relativa, del esfuerzo confinante inicial y de la magnitud del esfuerzo cortante aplicado. La interpretación de los resultados se presentan en el mismo capítulo.

Finalmente, en el Capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de la investigación realizada.

1

EL FENÓMENO DE LICUACIÓN, CAUSAS, EFECTOS Y ANÁLISIS DE SUSCEPTIBILIDAD

1.1 Descripción del fenómeno

El fenómeno de licuación de arenas ha interesado desde finales del siglo XVIII, ya que se tienen registros de su ocurrencia desde 1783 (Hobbs, 1907). En la época moderna (siglo XX), los primeros casos de importancia fueron los registrados durante los sismos de San Francisco en 1957, de Jáltipan en 1959, y el de Chile en 1960. Sin embargo, no fue sino hasta los sismos de 1964 en Anchorage, Alaska y en Niigata, Japón, que el fenómeno comenzó a tener una gran importancia para los investigadores del área de la mecánica de suelos ya que las pérdidas asociadas al fenómeno (tanto materiales como humanas), durante estos eventos fueron considerablemente importantes. El sismo de Niigata se cita simbólicamente como "el primer evento en el mundo en donde todo tipo de infraestructura moderna fue destruida (para sorpresa de muchos), por un fenómeno que después se conocería como "licuación del suelo" (Ishihara, 1993).

Al fenómeno de licuación se le asocia una pérdida parcial o total de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, que ocurre por la aplicación repentina de una carga monotónica o cíclica en condiciones no drenadas (a volumen constante).

La tendencia a la contracción de los depósitos de arena en estado inicial suelto, durante la aplicación repentina de un esfuerzo cortante monotónico o cíclico y la nula posibilidad de la disipación de la presión de poro generada como consecuencia, provoca un incremento progresivo de esta presión, que cuando llega a ser igual al esfuerzo confinante inicial efectivo, la arena pierde su resistencia y se dice que ha sufrido licuación. El fenómeno se manifiesta a través de grandes deformaciones, flujo y la aparición de pequeños volcanes de arena una vez que termina la aplicación de la carga.

Seed y Lee (1966) describen el fenómeno de la siguiente manera: "si una arena saturada es sometida a vibración, tiende a compactarse y a disminuir su volumen; si es difícil que se presenten las condiciones de drenaje adecuadas, esta tendencia de disminución de volumen resulta en un incremento de la presión del agua en los poros, y si este incremento de presión iguala a el esfuerzo confinante inicial, el esfuerzo efectivo se hace cero y la arena perderá su resistencia al esfuerzo cortante, se dice entonces que desarrolla su estado licuado".

Posteriormente se reconoció que el término de licuación se utilizaba para describir diferentes fenómenos, que están íntimamente relacionados.

Casagrande (1976) definió como "licuación real" a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a flujo de taludes, y por licuación cíclica a la respuesta de un espécimen dilatante de arena cuando se le ensaya en cámara triaxial cíclica y la presión de poro se eleva en forma sostenida hasta igualar a la presión de confinamiento.

Castro (1975) distinguió al menos dos fenómenos diferentes asociados a la licuación y los definió como licuación y movilidad cíclica, ambos fenómenos tienen en común el desarrollo de

altas presiones de poro a volumen constante. Sin embargo la licuación consiste en una pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante y solamente puede ocurrir en arenas que se encuentran más sueltas que su estado crítico. La movilidad cíclica consiste en un incremento gradual de deformaciones cíclicas y puede ocurrir en arenas sueltas o densas, pero que no necesariamente representa una pérdida total en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Seed (1979) con el objeto de aclarar confusiones acerca de la terminología usada para definir el efecto de la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento en la presión de poro propuso las siguientes definiciones:

"Licuación". Es la condición en la cual el suelo puede experimentar una deformación continua a un esfuerzo residual bajo y constante o con una resistencia residual baja, ocasionada por el incremento y mantenimiento de grandes presiones de poro, lo cual reduce el esfuerzo confinante efectivo a valores muy bajos. Este incremento de la presión de poro puede ser ocasionado por la aplicación de esfuerzos cíclicos o estáticos, y su posibilidad de ocurrencia dependerá de la relación de vacíos o compacidad relativa de la arena y del esfuerzo confinante; también puede ser provocado por el gradiente hidráulico crítico generado por el flujo ascendente del agua en el depósito de suelo.

"Relación de presión de poro cíclica pico de 100%". Es la condición en donde, durante el curso de la aplicación de esfuerzos cíclicos, la presión de poro residual, al completarse cualquier ciclo de esfuerzos, se vuelve igual al esfuerzo confinante aplicado; el desarrollo de la presión de poro cíclica pico de 100% no tiene implicaciones con respecto a la magnitud de las deformaciones que el suelo puede experimentar posteriormente; sin embargo, define una condición que es una base útil para evaluar diversas formas posibles del comportamiento posterior del suelo.

"Relación de presión de poro cíclica pico de 100% con potencial de deformación limitado o Movilidad Cíclica". Es la condición en la cual las aplicaciones de esfuerzos cíclicos desarrollan una relación de presión de poro pico cíclica de 100% y las subsecuentes aplicaciones de esfuerzos cíclicos provocan el desarrollo de deformaciones limitadas ya sea debido a la

resistencia remanente del suelo a la deformación, o debido a que el suelo se dilata, la presión de poro decrece y el suelo se estabiliza bajo la carga aplicada. La Movilidad Cíclica puede usarse también en un sentido amplio para describir la deformación cíclica que puede ocurrir aun con relaciones de presión de poro menores del 100%, caso en el que el valor actual pico de la presión de poro puede ser fijo.

La licuación de flujo ocurre cuando los esfuerzos cortantes necesarios para el equilibrio estático de la masa de suelo (esfuerzos cortantes estáticos), son mayores que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en su estado licuado. Una vez iniciada la licuación, se presentan grandes deformaciones debido a la licuación de flujo, que son gobernadas principalmente por la acción de esfuerzos cortantes estáticos. Los esfuerzos cíclicos pueden simplemente llevar al suelo a un estado inestable, en el cual su resistencia disminuye lo suficiente como para permitir que los esfuerzos estáticos produzcan la falla de flujo.

La movilidad cíclica se asocia con incursiones del estado de esfuerzos en la arena hacia estados transitorios de cero esfuerzo efectivo.

La Fig. 1.1 (Ishihara, 1996) muestra los registros de una prueba de compresión triaxial cíclica aplicada a una arena en condiciones no drenadas, en ella se observa que la presión de poro crece de manera sostenida conforme se aplican los esfuerzos axiales cíclicos, y que eventualmente, ésta se aproxima a un valor igual al esfuerzo confinante inicial aplicado, produciendo aproximadamente un 5% de deformación axial de doble amplitud, éste es el estado al que se le conoce como "licuación inicial".

Para una arena suelta, la licuación inicial se considera como un estado de reblandecimiento, ya que se producen grandes deformaciones con una pérdida completa de resistencia durante o inmediatamente después del crecimiento de la presión de poro al 100%. Para una arena compacta o de mediana compacidad, también se produce un estado de reblandecimiento con incremento en la presión de poro del 100%, acompañado por una deformación axial aproximada del 5% de doble amplitud, sin embargo después de esta etapa, la deformación no crece de forma indefinida y no se llega a una pérdida total de resistencia.

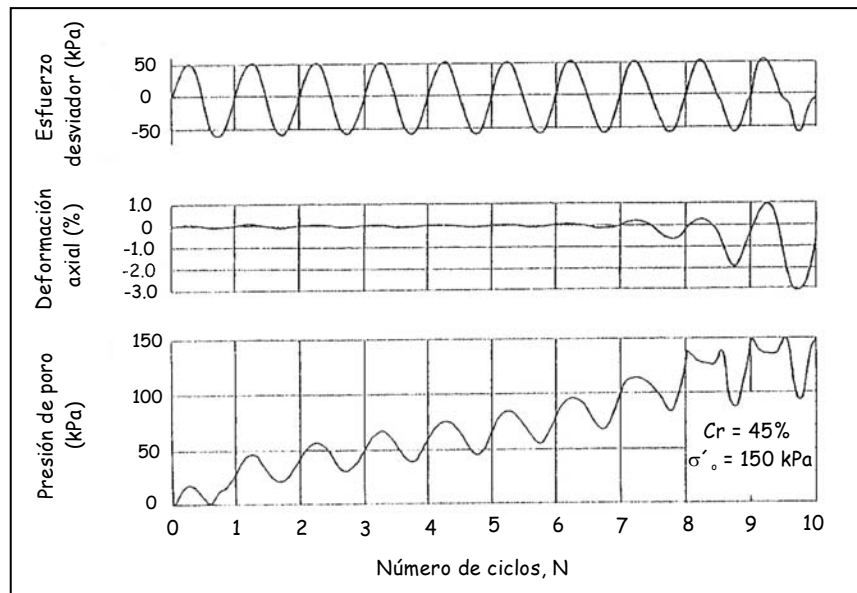


Fig. 1.1 Registro típico de un ensaye triaxial cíclico (Ishihara, 1996)

La Fig. 1.2 muestra los resultados obtenidos por Castro (1975) sobre una muestra de arena que fue cargada en un equipo triaxial bajo tres condiciones: primera, incremento monotónico del esfuerzo desviador después de una consolidación isotrópica (curva A); segunda, incremento monotónico del esfuerzo desviador después de la consolidación anisotrópica (curva B) y tercera, esfuerzo desviador cíclico aplicado a un espécimen isotrópicamente consolidado (curva C).

En esta figura se observa que las tres muestras alcanzan una resistencia pico bien definida seguida por una disminución substancial de la resistencia. Para grandes deformaciones, la resistencia es más pequeña y no cambia más con respecto a la deformación, a este estado se le conoce como estado estable o resistencia residual.

Este concepto de estado establecido es similar al concepto de estado crítico definido para arcillas (Schofield y Wroth, 1968), el cual se describe como un estado de deformación continua a una resistencia constante y a un volumen constante.

De la figura 1.2 se deduce que los esfuerzos en el estado estable son independientes de la forma en la cual se llevó a la falla al espécimen y que son función únicamente de la relación de vacíos inicial de la arena.

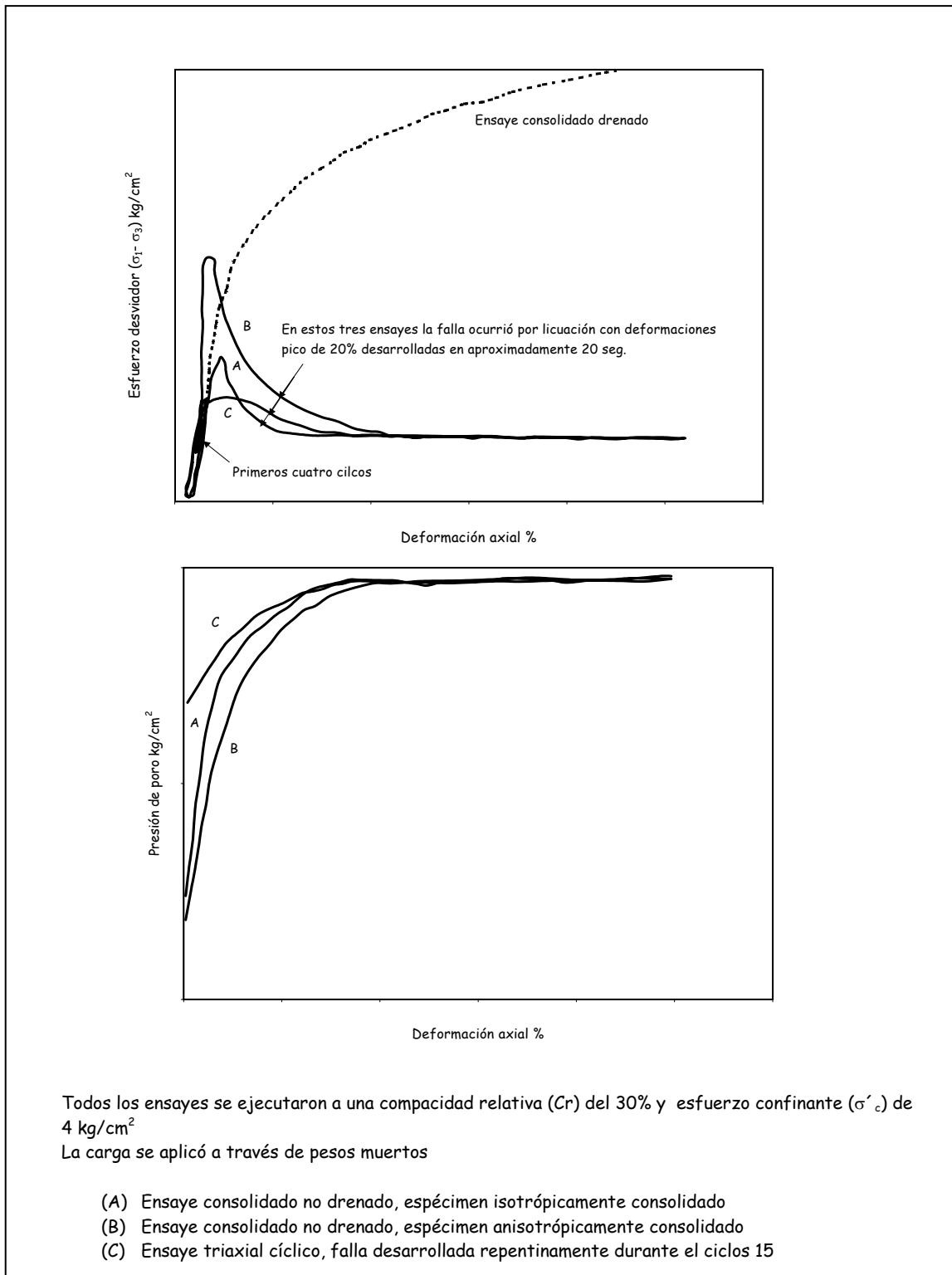


Fig. 1.2 Comportamiento de una arena saturada cargada bajo diversas condiciones de ensaye (Castro, 1975)

Investigaciones posteriores (Poulos, 1981, 1988; Ishihara, 1993; Vaid y Sivathayalan, 1996; Norris et al, 1997; Ashour y Norris, 1999; Vaid y Sivathayalan, 2000), coinciden en afirmar que una arena en estado suelto no necesariamente pierde toda su resistencia durante la licuación. Las arenas sueltas cargadas a bajos esfuerzos confinantes y las arenas de mediana a alta compacidad, experimentan sólo deformaciones limitadas (estado cuasi-estable) debido a las tendencias dilatantes del suelo, una vez que la licuación inicial se ha alcanzado. La Fig. 1.3 es un resumen del comportamiento de una arena sometida a carga estática (monotónica), en ella se observa que el material puede experimentar (en condiciones no drenadas, a volumen constante) una condición de endurecimiento por deformación (de comportamiento dilatante) y un comportamiento de reblandecimiento por deformación cuyas dos variantes son de deformación de flujo unidireccional limitada o ilimitada. En ella se definen los estados establecido (SS) y cuasi-estable (QSS) así como la resistencia en estado establecido (S_{SS}) y en el estado cuasi-estable (S_{QSS}).

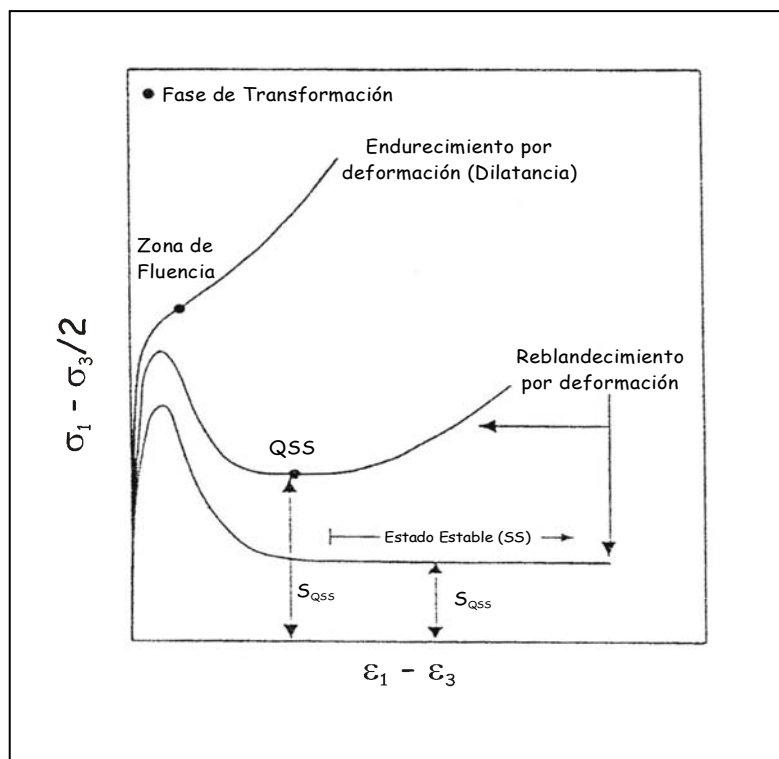


Fig. 1.3 Diversas condiciones de estado para una arena bajo condiciones de carga monotónica (Vaid y Sivathayalan, 2000)

Ishihara (1993) realizó un extenso programa de ensayos triaxiales estáticos en condiciones no drenadas, con probetas de una arena estándar japonesa (arena de Toyura), formadas en

laboratorio mediante la técnica de *moist-placed* (colocación húmeda), para diversos valores de compacidad relativa (relación de vacíos) y con diversos valores de esfuerzo confinante. Uno de los resultados preliminares se muestran en la Fig. 1.4, los círculos llenos representan las muestras que manifestaron una caída temporal de los esfuerzos cortantes (resistencia mínima, estado cuasi-establecido) y los círculos vacíos representan las muestras que no experimentaron tal caída; estos dos comportamientos están divididos por una línea que el autor denominó como *línea de división inicial* (IDL), y de ella se observa que la ocurrencia o no de la caída de los esfuerzos cortantes está en función de la relación de vacíos y del esfuerzo confinante efectivo aplicado.

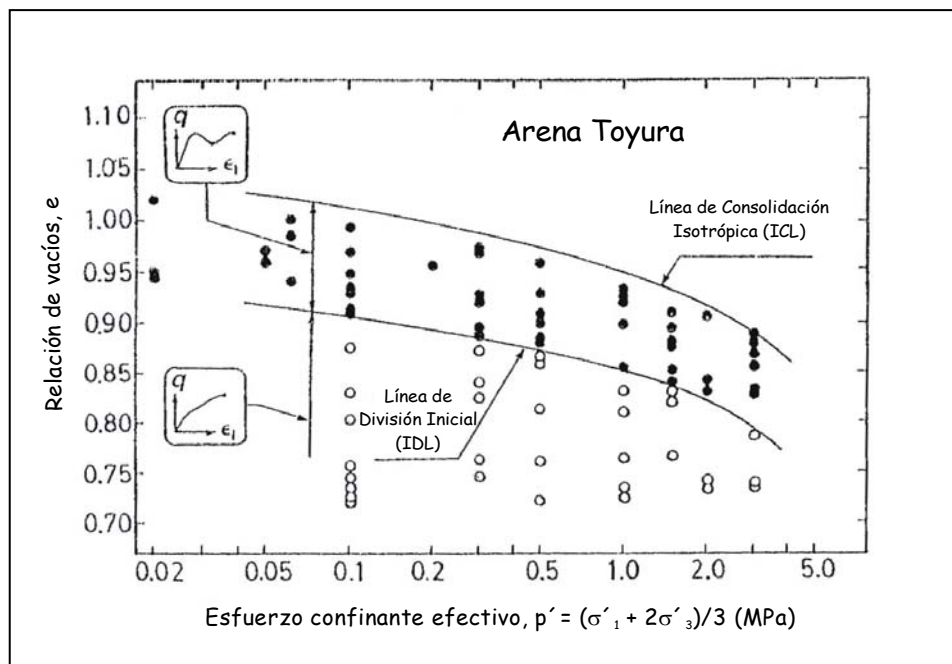


Fig. 1.4 Localización de la línea de división inicial (Ishihara, 1993)

La Fig. 1.5 (Vaid and Sivathayalan, 2000), es una representación del alcance de los estados establecido, cuasi-establecido y de movilidad cíclica, para una arena sometida a condiciones de carga cíclica.

Con base en lo anterior, se puede afirmar que las fallas de flujo de los depósitos de arena provocadas por la acción de una carga cíclica inducida tienen dos etapas distintas: la primera se refiere al crecimiento sostenido de la presión de poro hasta el inicio de la falla (licuación) y la segunda involucra el comportamiento del suelo durante la falla y que está controlada

principalmente por los esfuerzos cortantes estáticos y la resistencia en el estado establecido del suelo.

En las investigaciones sobre licuación, es costumbre considerar el efecto combinado de los esfuerzos cortantes cíclicos y los esfuerzos confinantes iniciales en términos de la relación de esfuerzos cíclicos, la cuál se define como $\sigma_d/2\sigma'_0$ (en donde σ_d es el esfuerzo desviador y σ'_0 es el esfuerzo confinante efectivo inicial), para las condiciones de carga triaxial y como τ_{cyc}/σ'_{vc} (en donde τ_{cyc} es el esfuerzo cortante cíclico y σ'_{vc} es el esfuerzo vertical efectivo de confinamiento) para las de corte simple cíclico.

Así mismo, es una práctica común en los estudios de licuación, tomar la relación de esfuerzos cíclicos requerida para alcanzar un 5% de la deformación axial de doble amplitud bajo 20 ciclos de carga, para condiciones de ensaye triaxial, y de 3.75% de deformación de cortante de una sola amplitud, para condiciones de ensaye de corte simple cíclico, para una arena de compactación relativa ó relación de vacíos dada. Esta relación se escribe como $[\sigma_{dl}/(2\sigma'_0)]_{20}$ y se llama "resistencia cíclica".

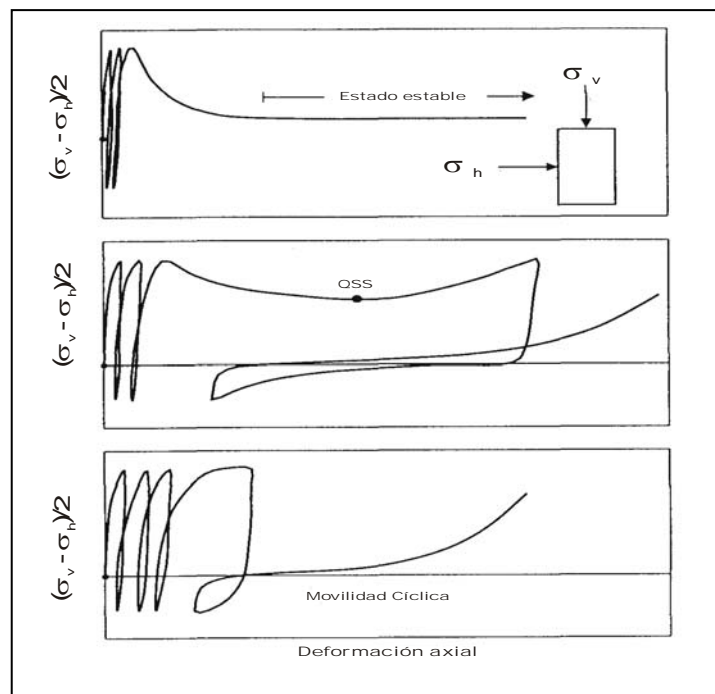


Fig. 1.5 Diversas condiciones de estado para una arena bajo condiciones de carga cíclica (Vaid y Sivathayalan, 2000)

1.2 Factores que influyen en la ocurrencia de la licuación.

Díaz Rodríguez (1986) identificó ocho factores que influyen de la ocurrencia a licuación de los suelos, éstos son: a) tipo de suelo, b) compacidad relativa o relación de vacíos, c) esfuerzo confinante inicial, d) magnitud del esfuerzo repetido, e) número de ciclos de esfuerzo, f) estructura, g) lapso de esfuerzo sostenido y h) historia previa de deformaciones. Actualmente se reconocen otros factores como: el grado de saturación (S_r) y la influencia de estructuras o edificaciones (la presencia de esfuerzos cortantes estáticos adicionales), por nombrar los más relevantes. A continuación se describen cada uno de ellos.

Tipo de suelo

Los suelos con mayor susceptibilidad a licuación son aquellos en los que los procesos geológicos los depositan en un estado suelto y con granulometría uniforme. Los depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados son los de mayor probabilidad a sufrir licuación.

El relleno de los vacíos existentes entre las partículas de mayor dimensión por partículas de menor dimensión en un suelo bien graduado, disminuye la posibilidad de cambio de volumen del suelo ante la aplicación de la carga y por lo tanto, evita la generación de la presión de poro en exceso.

La forma de la partícula también influye en la susceptibilidad a licuación, ya que los suelos con partículas de forma redondeada tienden a densificarse con mayor facilidad que los suelos con partículas angulosas y por lo tanto, tienden a generar un incremento en la presión de poro bajo la acción de una carga cíclica. La redondez de la partícula ocurre con frecuencia en los ambientes de depositación fluvial y coluvial, de donde resultan la mayoría de los depósitos de suelos saturados y en estado suelto.

La curva de distribución granulométrica se ha utilizado como un criterio preliminar en la evaluación de la susceptibilidad a licuación de los suelos, debido a que en la literatura se

pueden encontrar gráficas como las de la Fig. 1.6, en donde se muestran envolventes de los suelos que se han licuado durante eventos sísmicos.

El fenómeno de licuación no se limita a suelos arenosos, ya que se ha observado su ocurrencia en limos no plásticos, tanto en laboratorio como en campo (Ishihara, 1985). Así mismo, se ha encontrado que el incremento en la plasticidad de los finos que contiene el suelo, disminuye el riesgo a licuación (Kramer, 1996).

De acuerdo con el criterio chino (Wang, 1979), un suelo fino es susceptible a licuación si cumple con lo siguiente:

Fracción del suelo con partículas menores de 0.005 mm < 15%

Límite líquido de esa fracción $\leq 35\%$

Contenido natural de agua ≥ 0.9 LL

Índice de liquidez ≤ 0.75

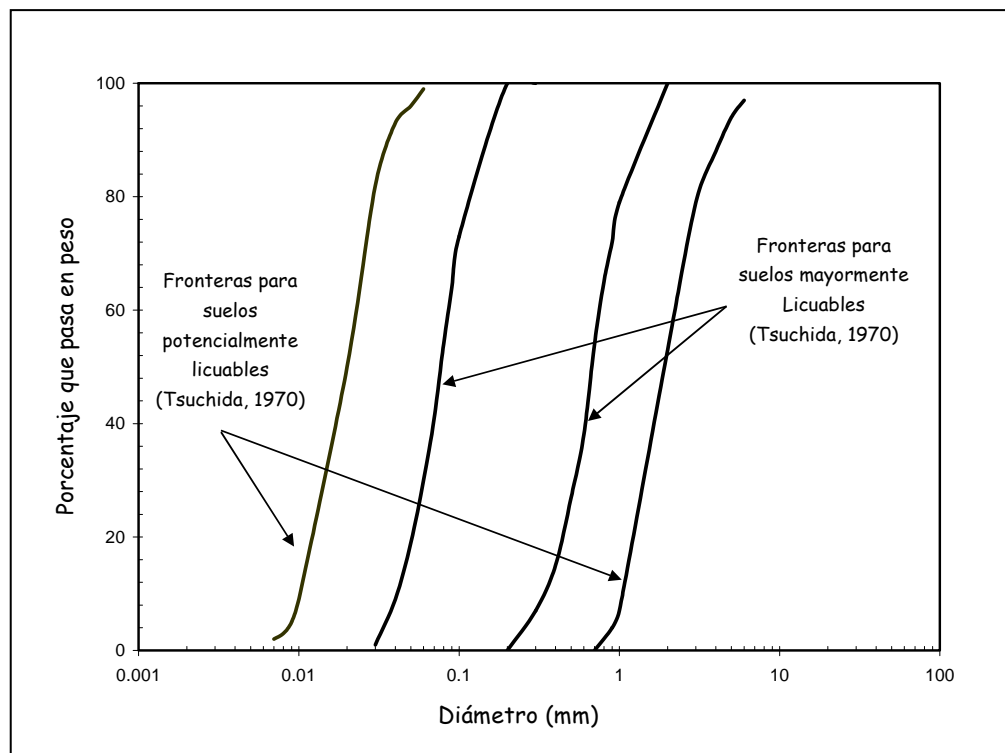


Fig. 1.6 La susceptibilidad a licuación con base en la granulometría del depósito (Terzaghi, Peck y Mesri, 1996)

Por otro lado y con el objeto de evaluar la susceptibilidad a licuación de los suelos con cierto contenido de grava, Evans y Zhou (1995) realizaron pruebas triaxiales cíclicas no drenadas en suelos compuestos de una mezcla grava-arena, cuyo contenido de grava varió de entre 0 a 100%. Ellos encontraron que la resistencia a licuación de estas mezclas se incrementa significativamente con el contenido de grava, y que un suelo con una compacidad relativa del 40% y con un contenido de grava del 40%, se comporta como una arena limpia con una compacidad relativa del 65%.

Compacidad relativa

Es un hecho reconocido que en un suelo sometido a cargas cíclicas, el número de ciclos de esfuerzos requeridos para desarrollar una presión de poro cíclica pico del 100% o una cierta cantidad de deformación, están influenciados por la compacidad relativa del suelo. Las Figs.1.7 y 1.8 (Seed, 1979) ilustran este hecho.

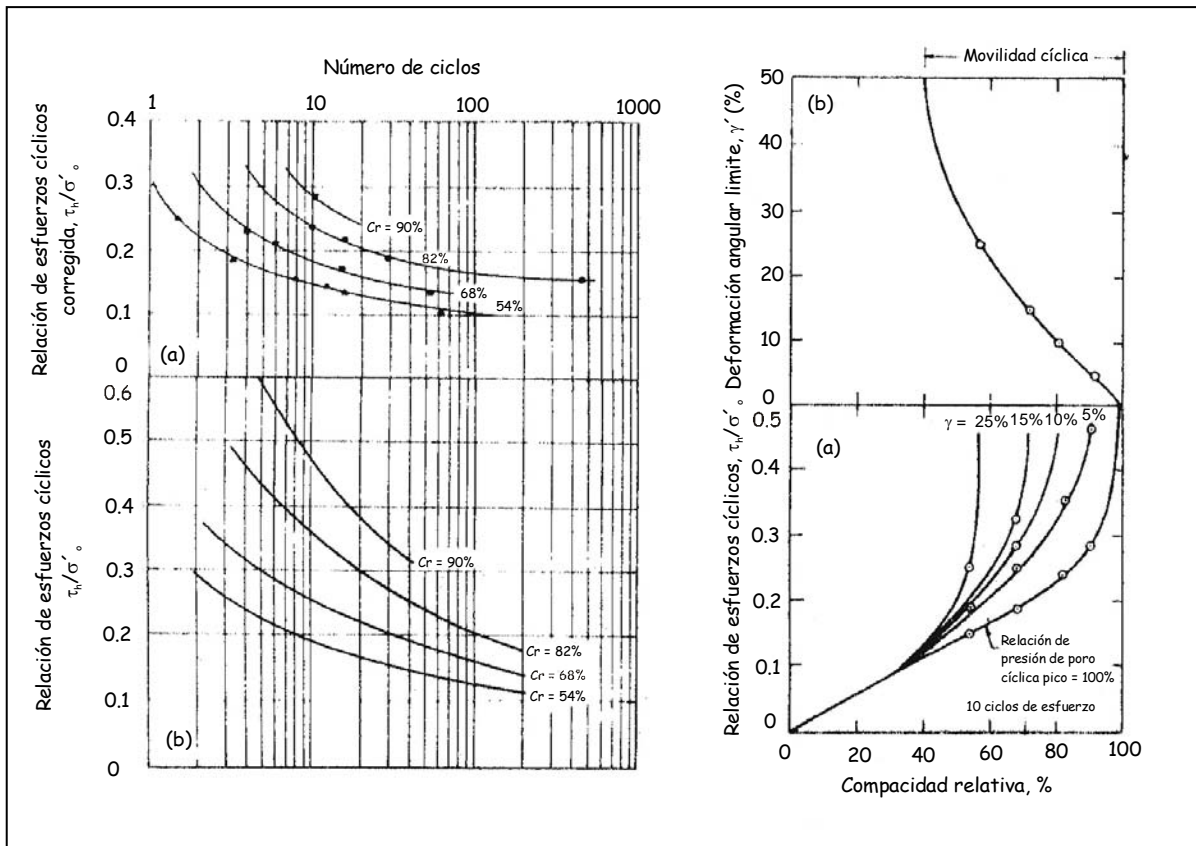


Fig. 1.7 Influencia de la Cr en la resistencia a licuación (Seed, 1979)

Fig. 1.8 Deformaciones de cortante límite con respecto a la Cr (Seed, 1979)

En las figuras se observa que a compacidades relativas de menos del 40%, las relaciones de esfuerzos cíclicos son lo suficientemente altas como para alcanzar una relación de presión de poro pico del 100% y por lo tanto, provocar grandes o ilimitadas deformaciones de cortante en el suelo. Para compacidades relativas mayores del 45%, la aplicación de la relación de esfuerzos cíclicos con un número de ciclos lo suficientemente grande como para alcanzar una relación de presión de poro pico del 100%, conlleva a una cantidad limitada de deformación de cortante.

Vaid y Sivathayalan (1996) realizaron ensayos de corte simple estático y cíclico sobre una arena con el objeto de evaluar su potencial de licuación. La Fig. 1.9 muestra los resultados obtenidos de diversos ensayos de corte simple estático, ejecutados con objeto de analizar el efecto de la compacidad relativa (relación de vacíos) en dicha resistencia. Se observa en dicha figura, que a la relación de vacíos correspondiente a su estado más suelto (0.902), la arena tiene un comportamiento contractivo con un índice de fragilidad (I_B) de aproximadamente 0.15. Conforme la relación de vacíos disminuye, el comportamiento contractivo gradualmente se transforma en dilatante, y una arena dilatante se vuelve aún más dilatante con disminuciones posteriores en la relación de vacíos.

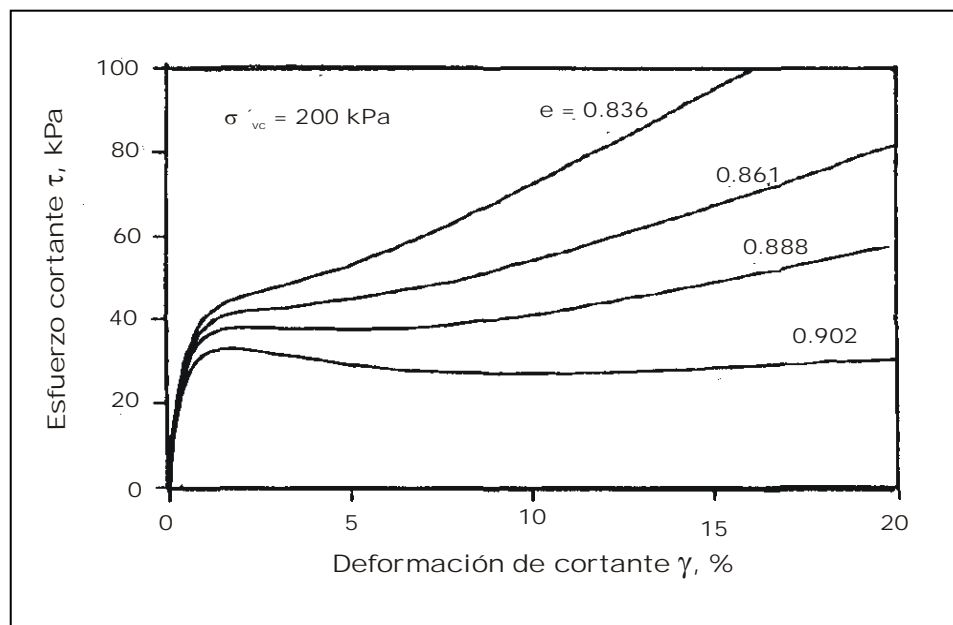


Fig. 1.9 Influencia de la Cr en la resistencia a licuación (Vaid y Sivathayalan, 1996)

El índice de fragilidad (I_B , brittleness index) fue propuesto por Bishop (1971) como un parámetro para medir el grado de contracción del suelo sometido a esfuerzos cortantes estáticos y está dado por la siguiente expresión:

$$I_B = \frac{S_{PEAK} - S_{PT}}{S_{PEAK}} \quad (1.1)$$

En donde S_{PEAK} es el esfuerzo cortante pico y S_{PT} es el esfuerzo cortante mínimo después del pico.

Bajo corte simple cíclico, se observa que como en cualquier arena, la resistencia cíclica de la arena del Delta Fraser, se incrementa con el incremento en la compactación relativa a todos los niveles de esfuerzo confinante (Fig. 1.10), sin embargo para el estado más suelto, la relación de este incremento es más pronunciada en el nivel más bajo de esfuerzo confinante (50 kPa) y va disminuyendo conforme dicho esfuerzo confinante aumenta, otro aspecto importante por observar en la misma figura, es la convergencia de las curvas de resistencia hacia las relaciones de vacíos más bajas, lo que parece indicar que la resistencia cíclica de las arenas sueltas es esencialmente independiente del nivel de esfuerzos confinantes. Este punto se ampliará en el inciso siguiente.

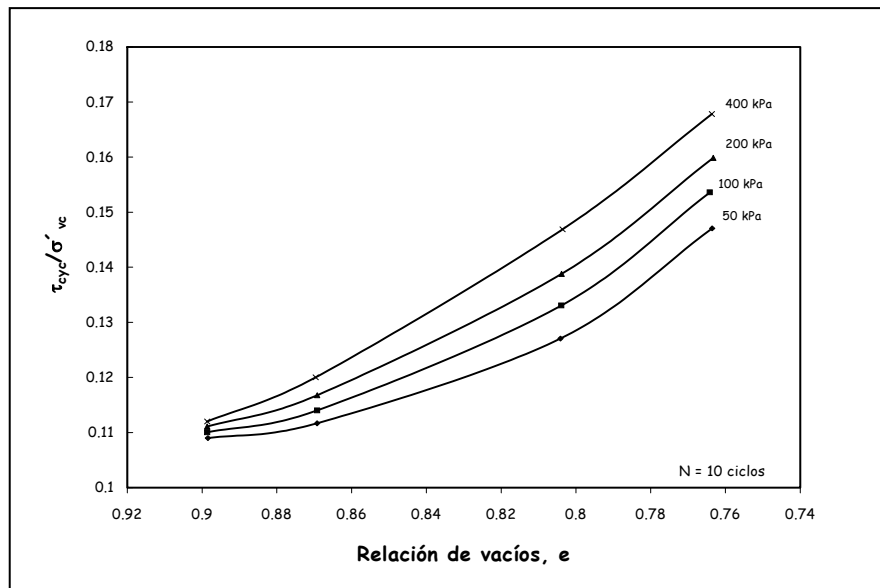


Fig. 1.10 Influencia de la C_r en la resistencia cíclica de los suelos (Vaid y Sivathayalan, 1996)

Esfuerzo confinante inicial

Desde los primeros análisis del fenómeno de licuación, se observó la influencia del esfuerzo confinante inicial en la resistencia a licuación de los suelos.

La Fig. 1.11 muestra los resultados obtenidos por Peacock y Seed (1968) con ensayos de corte simple cíclico en donde la variable fue el esfuerzo confinante. En la figura se observa que mientras el esfuerzo confinante inicial se incrementa, el número de ciclos de esfuerzos necesarios para alcanzar la licuación también se incrementa, con base en esto, el autor afirma que mientras más grande sea el esfuerzo confinante, la susceptibilidad a licuación disminuye.

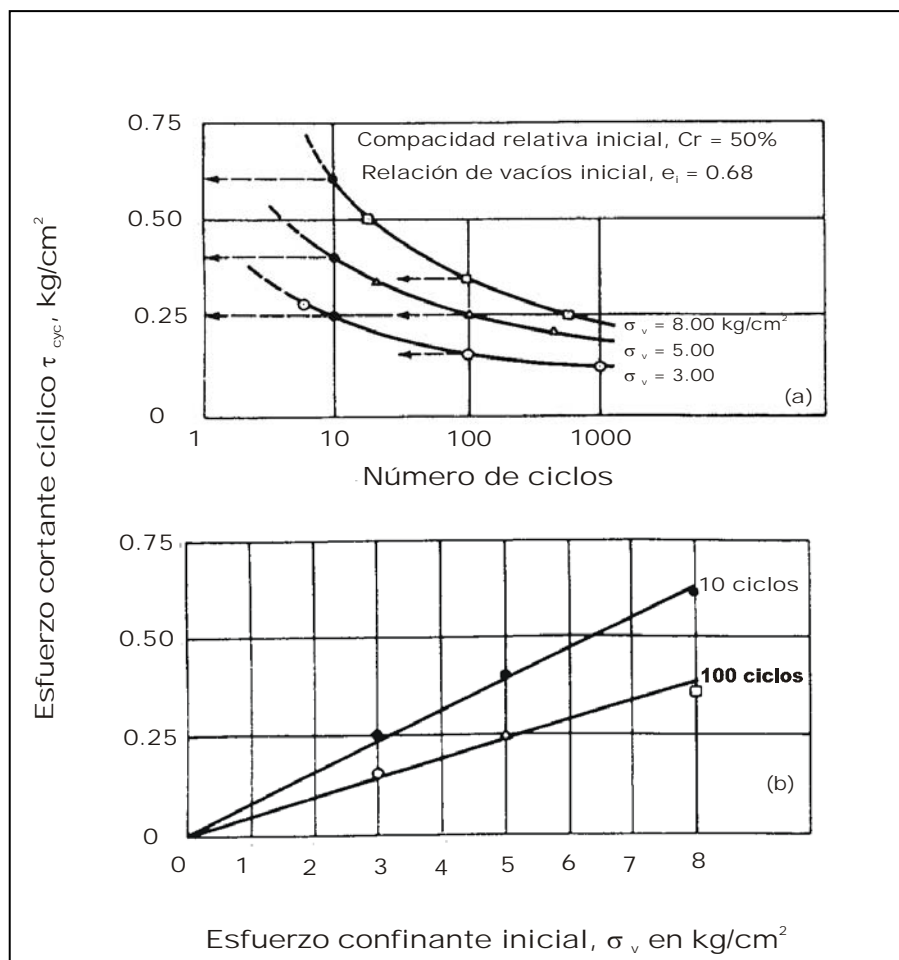


Fig. 1.11 Influencia del esfuerzo confinante en el número de ciclos de carga para alcanzar la licuación (Peacock y Seed, 1968)

Castro y Poulos (1977), utilizaron el concepto de estado establecido para definir la licuación y la movilidad cíclica y la influencia de factores como el esfuerzo confinante y relación de vacíos en la ocurrencia de uno u otro fenómeno. Con respecto a lo que definieron como licuación, concluyeron que un incremento en el esfuerzo confinante (σ'_{3c}) aumenta la magnitud y el número de cargas cíclicas que se necesitan para provocar la licuación, y que a su vez si se presenta el fenómeno provocaría grandes deformaciones. Desde el punto de vista de la movilidad cíclica un incremento en σ'_{3c} significa un incremento en el esfuerzo para causar el fenómeno y disminuye la relación de movilidad cíclica ($\sigma'_{dy}/2\sigma'_{3c}$).

Rollins y Seed (1990) analizaron la influencia de factores como los esfuerzos cortantes iniciales, el cambio en el esfuerzo confinante y la relación de preconsolidación desde el punto de vista de la presencia de edificaciones en el potencial de licuación. El análisis se dividió en tres partes: primera, influencia de los factores en el esfuerzo requerido para causar un 100% de incremento en la relación de presión de poro; segunda, la influencia de estos mismos factores en los esfuerzos inducidos por el sismo y tercera, el comparar los esfuerzos inducidos en contra de los esfuerzos requeridos para provocar un incremento en la relación de presión de poro. En esta sección se indicarán los resultados del análisis del primer factor, los otros dos factores se mencionarán en incisos posteriores.

Efecto del cambio en el esfuerzo confinante en la relación de esfuerzos cíclicos requerida para causar licuación. Los autores mencionan que ensayos de cortante cíclico en arenas indican que conforme el esfuerzo confinante se incrementa, la relación de esfuerzos cíclicos requerida para causar licuación ($r_u \approx 100\%$), tiende a disminuir. Al normalizar esta relación de esfuerzos cíclicos que causan la licuación en contra de la relación de esfuerzos cíclicos que causan la licuación a un esfuerzo confinante de 1 kg/cm^2 , obtuvieron una gráfica del factor de corrección (K_σ) como la mostrada en la Fig. 1.12. Ya que el esfuerzo vertical efectivo es mayor bajo una cimentación superficial que a una profundidad equivalente en campo libre, el valor de K_σ será con frecuencia menor bajo dicha cimentación que en campo libre según los autores, lo que trae como resultado una disminución en la resistencia a licuación debajo de una cimentación superficial, comparada con la de campo libre. El efecto contrario ocurre en cimentaciones compensadas.

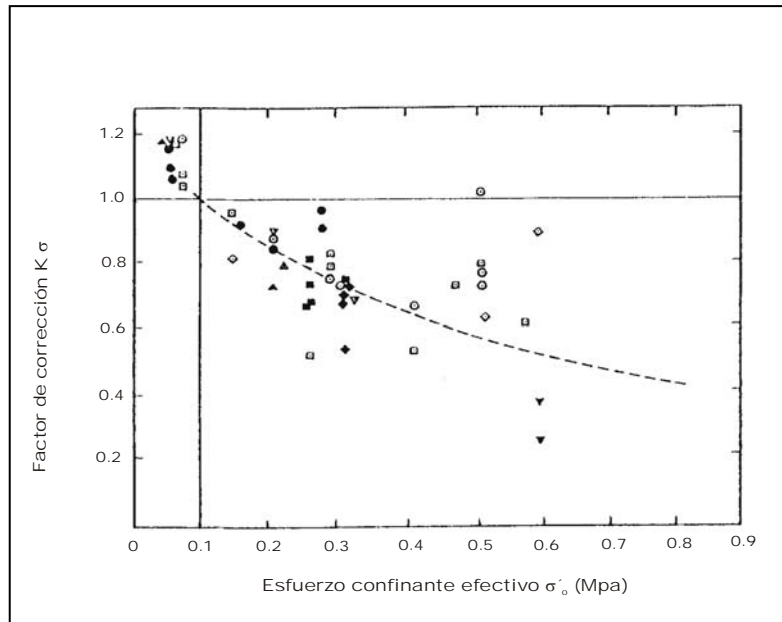


Fig. 1.12 Factor de corrección K_{σ} (Rollins y Seed, 1990)

Efecto del esfuerzo vertical efectivo en la relación de esfuerzos cíclicos inducida por el sismo.

Bajo este aspecto, los autores indican que cambios en el esfuerzo vertical debajo de un edificio también puede resultar en cambios en los esfuerzos cortantes cíclicos inducidos por el sismo. En el caso de una cimentación superficial, si sólo se considera el efecto del incremento en el esfuerzo vertical, entonces la estructura puede ser reemplazada por una masa en la superficie del suelo, si esto se hace, la relación de esfuerzos cíclicos inducidos debajo del edificio se puede calcular de forma aproximada como:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = \frac{0.65a_{m\acute{a}x}(\sigma'_o + \Delta\sigma)r_d}{g(\sigma'_o + \Delta\sigma)} \quad (1.2)$$

Como se observa, tanto el esfuerzo vertical efectivo como el esfuerzo vertical se incrementaron por el esfuerzo vertical inducido por la carga del edificio.

La Fig. 1.13 es una recopilación de datos de diversos investigadores sobre la gráfica del factor de reducción de la Fig. 1.12 en donde se observa que el factor de reducción K_{σ} puede tomar valores de aproximadamente 0.4 a esfuerzos confinantes de 0.8 Mpa.

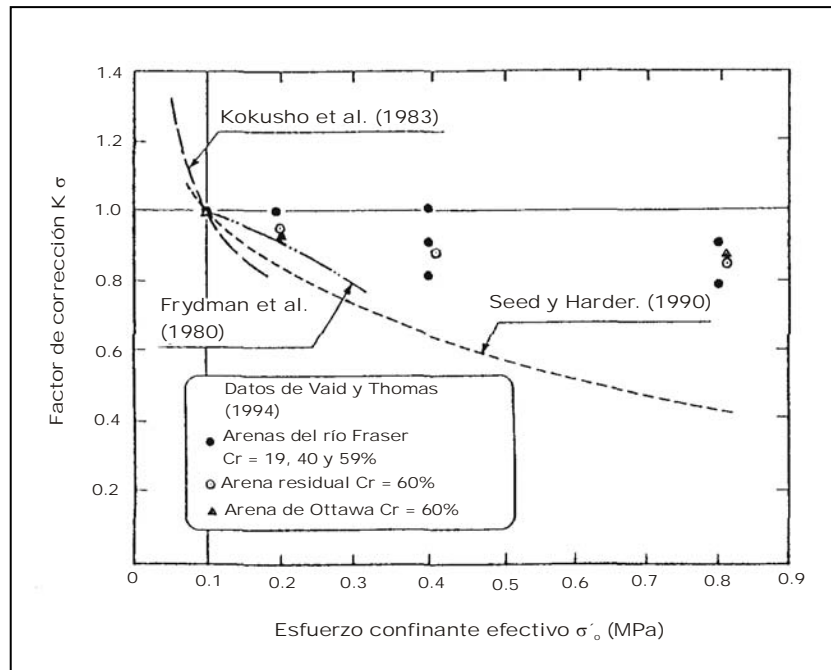


Fig. 1.13 Factor de corrección K_{σ} (Ishihara, 1996)

De los ensayos de corte simple cíclico hechos por Vaid y Sivathayalan (1996), en la Fig. 1.14 se muestran los resultados obtenidos al investigar la variación de la resistencia cíclica con el esfuerzo confinante. Se puede observar (como se mencionó en el apartado anterior), que para esta arena, el esfuerzo confinante no tiene mucha influencia en la resistencia cíclica bajo estados muy sueltos ($Cr = 31\%$). Sin embargo, para los estados más densos la relación de esfuerzos cíclicos requerida para causar la licuación en 10 ciclos (con una amplitud de deformación de cortante de 3.75%), disminuye con el incremento del nivel de esfuerzos confinantes. Esta disminución en la resistencia cíclica con el incremento en el esfuerzo confinante, se incrementa con el incremento de la densidad. La Fig. 1.14 también muestra que el cambio de esta disminución es mayor a los niveles más bajos de esfuerzos confinantes. Según los autores, este comportamiento se debe a que el incremento en el esfuerzo confinante tiene un efecto insignificante en la dilatancia de las arenas sueltas; por otro lado, al incrementar el esfuerzo confinante en arenas densas dilatantes, se provoca una reducción progresiva de esa dilatancia o se aumenta la contracción. Así mismo, concluyen que los factores de reducción (K_{σ}) propuestos por Seed y Harder (1990), resultan ser conservadores, y que en los estados más densos de la arena, este factor de reducción no sólo depende del nivel de esfuerzos

confinantes, si no que también depende de la compacidad relativa. Estas afirmaciones concuerdan con lo expuesto por Pillai y Byrne (1994).

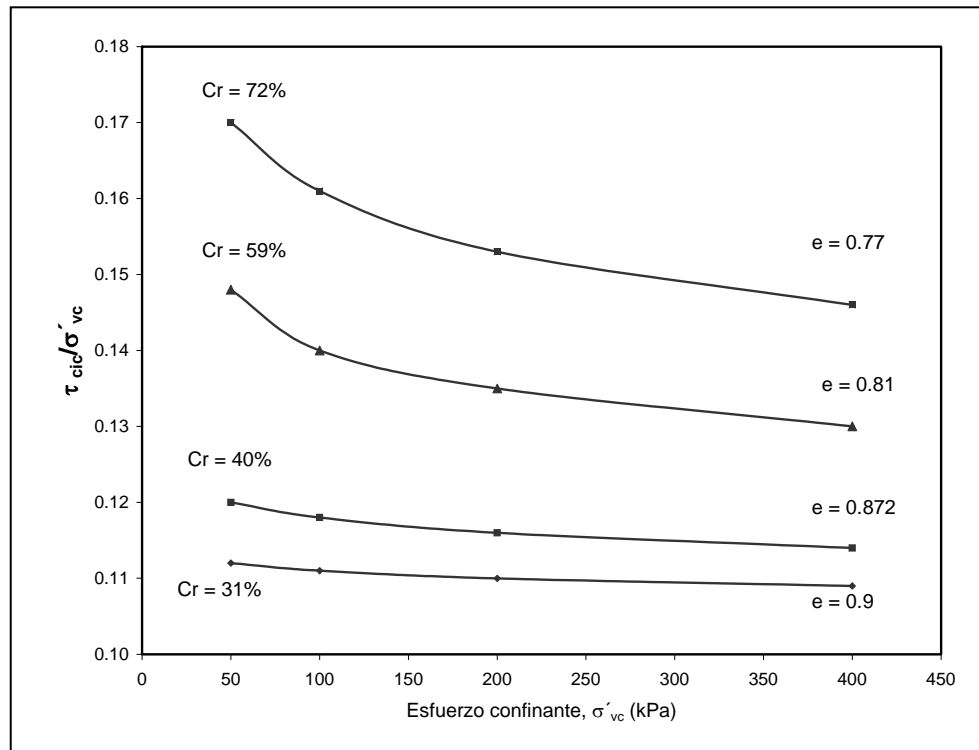


Fig. 1.14 Efecto del esfuerzo confinante a diversos niveles de Cr en la resistencia a licuación (Vaid y Sivathayalan, 1996)

Magnitud del esfuerzo repetido

Un suelo puede desarrollar licuación sólo si los esfuerzos que actúan en él son substancialmente mayores que los correspondientes al estado estable de deformación para una relación de vacíos dada.

Ensayes de laboratorio (Seed y Lee 1966) indican que entre más grande sea el esfuerzo o la deformación, menor es el número de ciclos requerido para causar la licuación.

Evidencias de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (aprox. 0.005g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16g).

Número de ciclos de esfuerzo

Durante la aplicación de esfuerzos cíclicos a una muestra de arena saturada, la presión de agua en los poros se incrementa gradualmente hasta el punto en el cual esta presión de poro iguala al esfuerzo confinante aplicado, bajo esta última condición la muestra desarrolla grandes deformaciones y se dice que se inició la licuación.

En laboratorio, si se mantienen constantes los niveles de esfuerzo en la muestra, el inicio de la licuación dependerá del número de ciclos de esfuerzo.

Bajo las mismas condiciones de compacidad relativa y esfuerzo confinante en la muestra, el número de ciclos de esfuerzo requerido para causar licuación, dependerá de la magnitud del esfuerzo cíclico, como se mencionó en el inciso anterior. En Anchorage, Alaska durante el sismo de 1964, los deslizamientos ocurrieron 90 segundos después de haber iniciado el sismo.

Estructura

La dificultad de obtener muestras de arena suelta inalteradas para ensayos de laboratorio ha conducido a la búsqueda de técnicas alternativas de reconstitución de muestras, cuyos principales objetivos son: primera, el simular los procesos de depositación en campo; segunda, obtener muestras con una distribución uniforme de relación de vacíos y tercera, preparar la muestra a la densidad más baja posible con el fin de cubrir un amplio rango de compacidades.

Entre las técnicas de recuperación de muestras "inalteradas", las más comunes son (Poulos, et al 1985): (a) muestreo con pistón fijo, (b) congelamiento del suelo y recuperación y (c) muestreo en pozos de prueba.

Las técnicas de "formación de muestras" en laboratorio más usuales son: (a) depositación húmeda (*moist placement ó moist tamping, MT*), (b) depositación en seco (*Dry deposition o air pluviated, AP*) y (c) sedimentación en agua (*Water sedimentation ó water pluviation, WP*). Ishihara (1993) presenta un resumen de cada técnica.

Ensayes de laboratorio han demostrado que aun cuando la resistencia cíclica está relacionada con la compacidad relativa y se mantiene constante para diversos ensayos, las muestras preparadas por diversos métodos exhiben diferentes resistencias a licuación (Ladd 1974, Mulilis et al 1975 y Tatsuoka et al 1986). La Fig. 1.15 (Ishihara, 1996) es un resumen de datos encontrados por Mulilis et al (1977), en donde se evidencia la influencia de la técnica de la preparación de la muestra en la resistencia a licuación de los suelos. Dependiendo del método de elaboración de la muestra, la resistencia cíclica de una arena a la misma compacidad relativa bajo un cierto número de ciclos de esfuerzo, puede variar hasta en un 200% (Seed 1979).

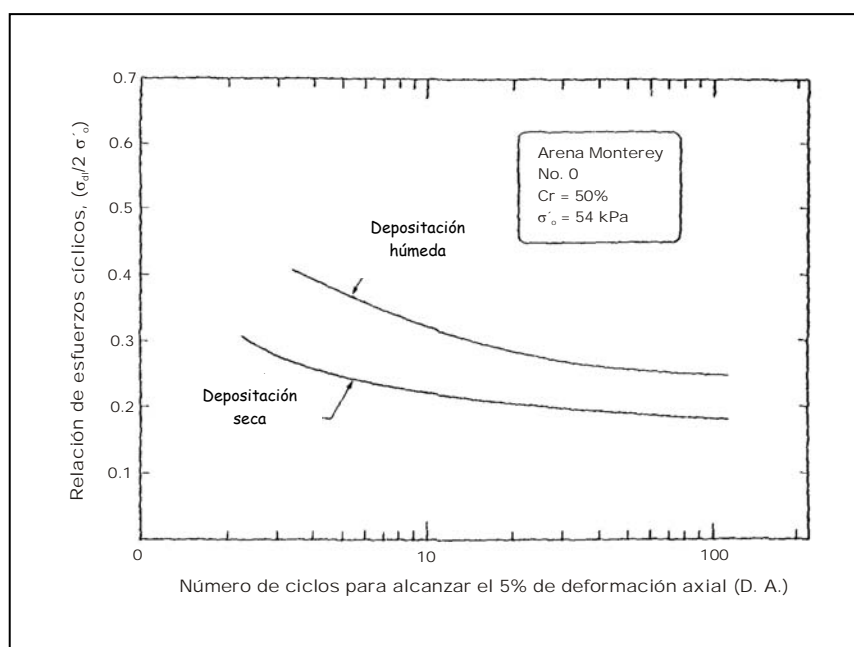


Fig. 1.15 Efecto de la preparación de la muestra en la resistencia cíclica de la arena (Ishihara, 1996)

La fabricación de muestras por "sedimentación en agua", se ha considerado como la técnica que mejor simula las condiciones de deposición en campo, aunque muchos investigadores prefieren trabajar con muestras fabricadas con la técnica de "colocación húmeda", debido a que: a) las arenas se forman con una estructura muy suelta y por lo tanto, susceptible a tener un comportamiento de reblandecimiento por deformación, b) se pueden definir las líneas de estado estable (Konrad, 1993), y c) representan el rango más amplio de relaciones de vacíos obtenibles (Ishihara, 1993), ver Fig. 1.16.

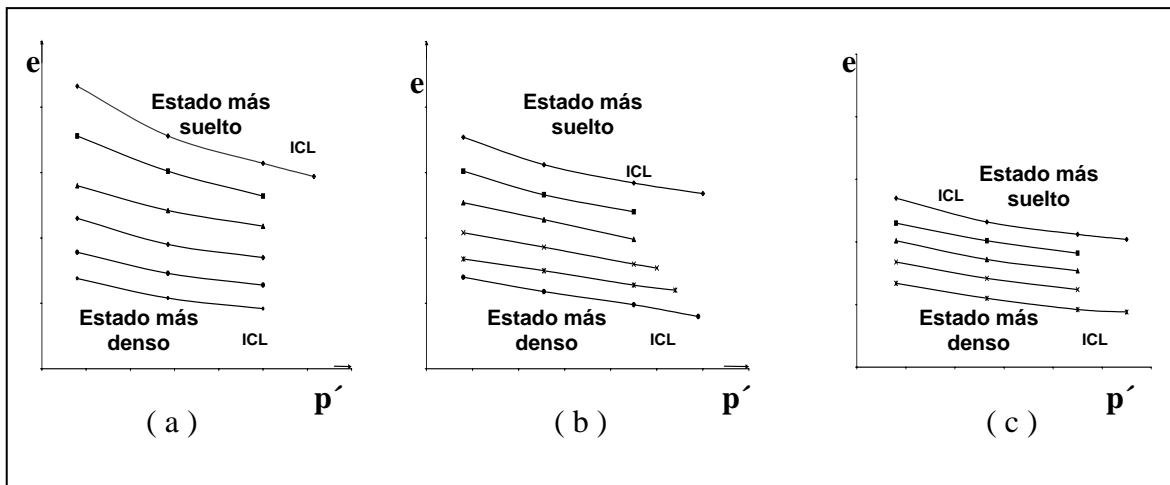


Fig. 1.16 Características de consolidación para muestras preparadas por (a) MP, (b) AP y (c) WP (Ishihara, 1993)

Desde este punto de vista, existen dos riesgos que se corren en laboratorio y en la interpretación de resultados cuando no se toma en cuenta la composición estructural de la muestra. El primero tiene que ver con la variación en el comportamiento de la arena con respecto a su estructura y el segundo es la variación de este mismo comportamiento con pequeñas variaciones en la relación de vacíos ocasionada por la manipulación de la muestra durante los ensayos.

Una muestra del primer aspecto se ilustra en la Fig. 1.17 en la que se observa la respuesta de una arena sometida a un ensaye de corte simple directo en condiciones no drenadas reconstituida por las técnicas: MT, WP y AP, bajo las mismas condiciones de estado (misma relación de vacíos y mismo esfuerzo confinante vertical). Como se observa, existen grandes diferencias en el comportamiento de cada uno de los ensayos, ya que mientras la muestra con la estructura MT tuvo un comportamiento de ablandamiento por deformación y la resistencia última se alcanzó en el estado establecido, la estructura de AP también demostró un comportamiento de ablandamiento por deformación pero en menor medida, alcanzando una resistencia en el estado cuasi-estable; por el contrario, la muestra fabricada por WP, tuvo un comportamiento de endurecimiento por deformación, estas diferencias también se observaron en ensayos de compresión y extensión triaxial (Vaid y Sivathayalan, 2000). Según Castro (1975), la estructura conseguida por la técnica de MT, la describe como de "panal de abeja" la cual es potencialmente colapsable y por lo tanto, de mayor riesgo a licuación, incluso se pueden

observar disminuciones considerables en la relación de vacíos de estas muestras durante el proceso de saturación, sin embargo se reconoce en la actualidad que dicha estructura no representa, en la mayoría de los casos naturales, las condiciones de campo. La Fig. 1.18 ilustra la uniformidad de las muestras reconstituidas por WP y MT, en términos de las compacidades relativas promedio.

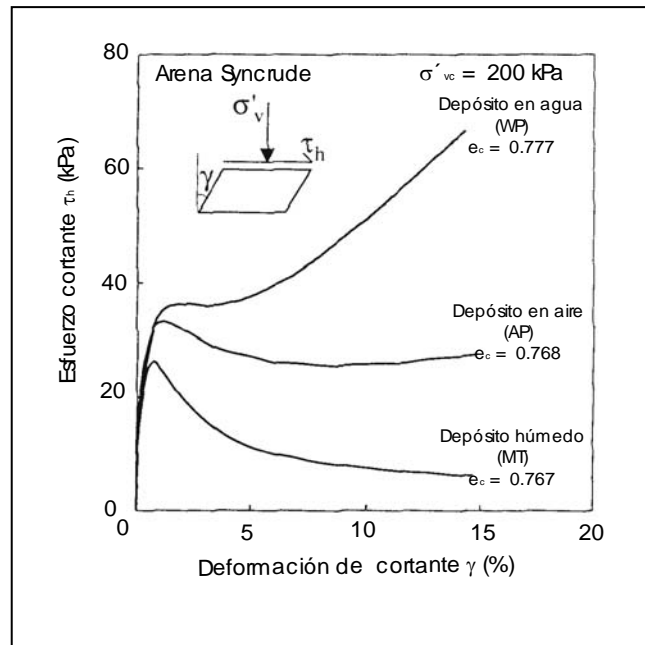


Fig. 1.17 Efecto la técnica de reconstitución en la respuesta no drenada de la arena Syncrude (Vaid y Sivathayalan, 2000)

Poulos *et al.* (1985) concluyeron que aun en muestras inalteradas obtenidas por congelamiento existen incrementos significativos de peso volumétrico durante la reconsolidación. De acuerdo con sus ensayos, observaron que estos incrementos varían entre 48 y 128 kg/m^3 , y que tales cambios pueden convertir una arena originalmente contractiva a dilatante en laboratorio, es decir, se puede convertir a la arena originalmente licuable en una arena no licuable. La Fig. 1.19 muestra el efecto que tuvo una arena con un cambio en su peso volumétrico de 20 kg/m^3 .

Lapso de esfuerzo sostenido

Si a una serie de ensayos de características idénticas se les somete a cargas sostenidas durante periodos que varíen de entre 0.1 y 100 días previo a los ensayos de licuación, se observarán diferencias en la relación de esfuerzos cíclicos de hasta un 25%, por lo que hace

suponer que la edad del depósito tiene un efecto importante en la resistencia a licuación, y debe observarse sobre todo en rellenos construidos por el hombre.

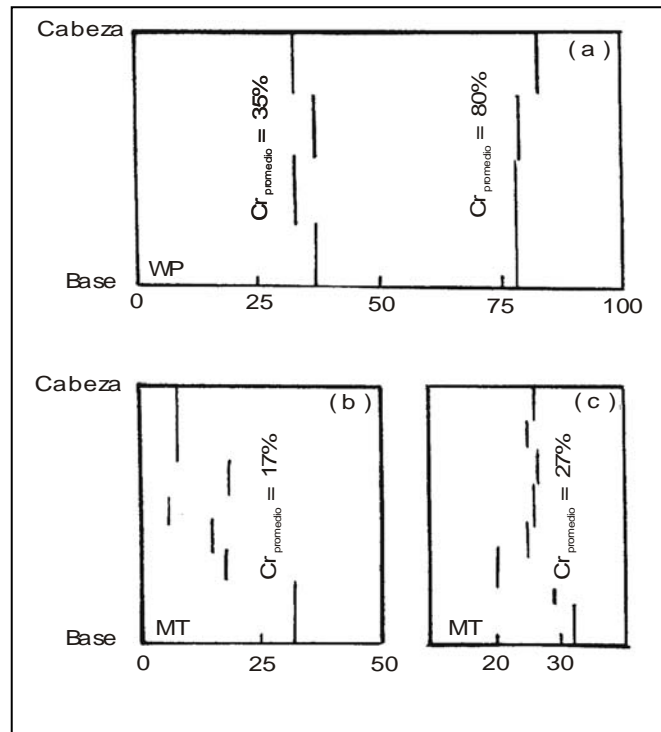


Fig. 1.18 Uniformidad de los especímenes reconstituidos (Vaid y Sivathayalan, 2000)

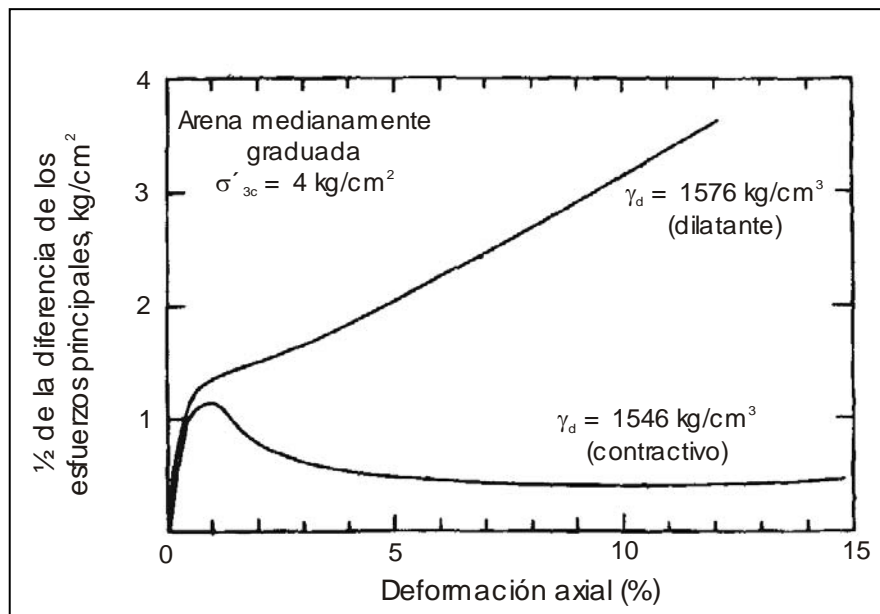


Fig. 1.19 Efecto de un cambio pequeño en el peso específico seco del suelo en la resistencia (Poulos *et al.*, 1985)

Historia previa de deformaciones

Cuando una arena se somete a eventos de carga antes de la ocurrencia del evento actual, se dice que tiene un estado actual con cierta historia de deformaciones, provocada por la disipación de la presión de poro en exceso generada por dichos eventos.

En laboratorio, esta historia previa se puede simular sometiendo al espécimen a cargas no drenadas cíclicas o estáticas hasta un nivel preestablecido de deformación, seguida de una reconsolidación hasta la condición de esfuerzos original, permitiendo que el exceso de presión de poro se disipe (Seed *et al.* 1975, Vaid *et al.* 1989, Vaid y Thomas 1995, Vaid y Sivathayalan 2000).

Si las amplitudes de las deformaciones previas fueron grandes, puede ocurrir una cantidad significativa de densificación, y por lo tanto se puede lograr un incremento en la resistencia a licuación.

Vaid y Sivathayalan (2000) encontraron que en una arena sometida a deformaciones previas de niveles bajos (que son los alcanzados a esfuerzos menores que los esfuerzos picos en la arena original), no existen cambios en el comportamiento original de la arena (por lo regular de ablandamiento por deformación), y que a niveles altos de deformación previa (los correspondientes a los esfuerzos más allá de los alcanzados en el estado cuasi-estable), el comportamiento en la recarga depende de la magnitud y el sentido de las deformaciones previas, con respecto al sentido de la recarga Fig. 1.20.

Si la carga aplicada a la muestra es del mismo signo que el de la deformación previa, el comportamiento de ablandamiento por deformación cambia a un comportamiento de endurecimiento por deformación. Por el contrario si el signo de la carga aplicada es inverso al signo de la deformación previa, existirá un incremento en el comportamiento de reblandecimiento por deformación siendo éste mayor mientras más grande sea la amplitud de la deformación previa.

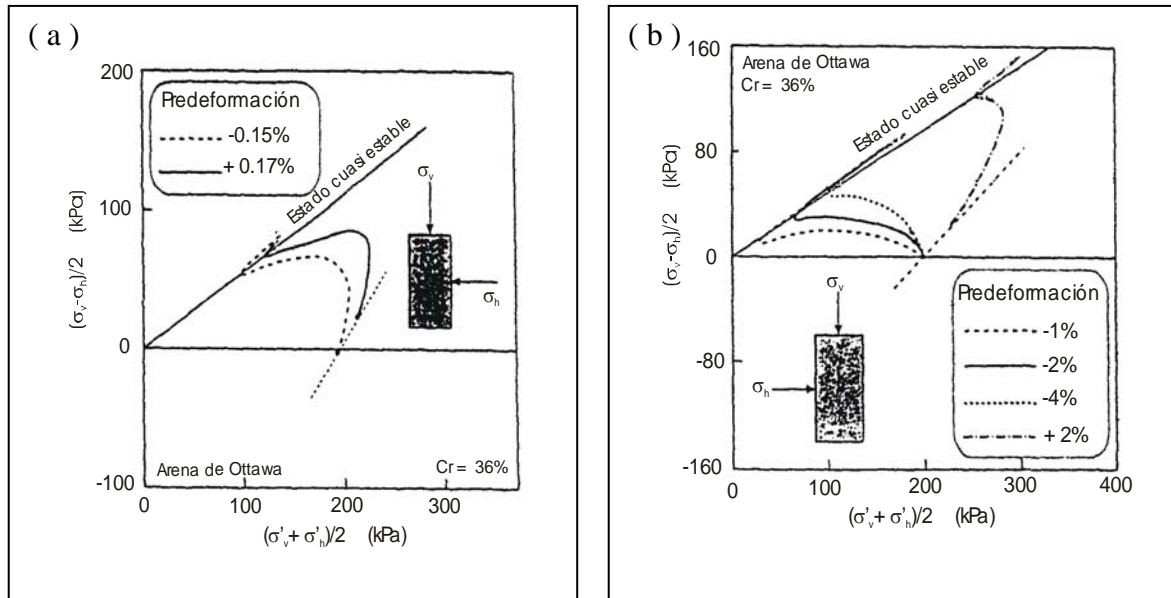


Fig. 1.20 Influencia de pequeñas deformaciones en la resistencia no drenada (Vaid y Sivathayalan, 2000)

Grado de saturación

Ensayes de laboratorio han demostrado que la resistencia de las arenas al inicio de la licuación tiende a incrementarse con la reducción del grado de saturación, el cual se expresa en términos del parámetro B (definido como la relación de la presión de poro inducida al esfuerzo confinante aplicado). Si este parámetro cae a valores de aproximadamente 0.1, la resistencia a licuación se incrementa a un valor de aproximadamente 2 veces que la resistencia de la misma arena con un parámetro B de 0.95.

En laboratorio es relativamente fácil medir el parámetro B durante los ensayos, sin embargo en campo resulta imposible llevar a cabo dicha medición. Ishihara *et al.* (2001) proponen el uso de la medición de la velocidad de las ondas P (V_p), con el objeto de identificar el grado de saturación del suelo tanto en campo como en laboratorio y considerar sus efectos en la evaluación de la resistencia a licuación del suelo. Al medir la velocidad de las ondas P en un espécimen saturado con un valor B prescrito e inmediatamente después someterlo a una carga cíclica, este investigador encontró los resultados que se muestran en las Figs. 1.21 a 1.23, y concluyó que la resistencia cíclica se incrementa 1.8 veces conforme disminuye el grado de saturación (S_r) de un 100% a un 96%, lo que corresponde a una reducción del parámetro B

desde un 0.95 a 0.1. La reducción asociada de la velocidad de la onda P, para los ensayos ilustrados en las figuras anteriores fueron de 1600 m/seg a 400 m/seg.

La sugerencia con base en estos resultados, es que con el objeto de obtener valores más reales en la resistencia a licuación obtenidos de los métodos de exploración en campo (como SPT o CPT), corregirlos usando los valores obtenidos de la medición de las ondas P en sitio.

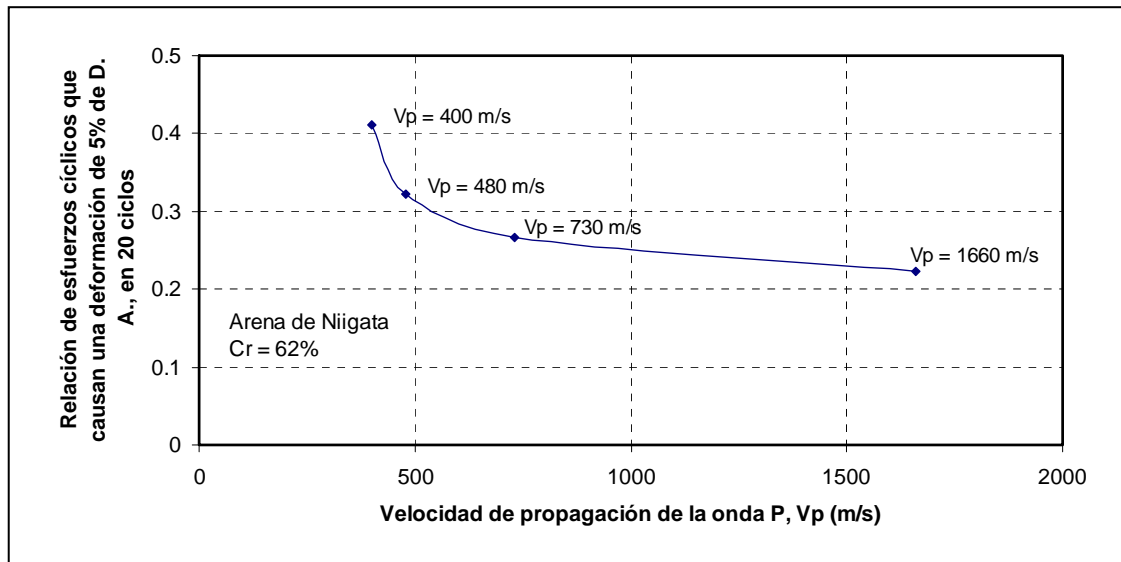


Fig. 1.21 Resistencia cíclica de la arena en contra de la velocidad de propagación de la onda P, (Ishihara *et al.*, 2001)

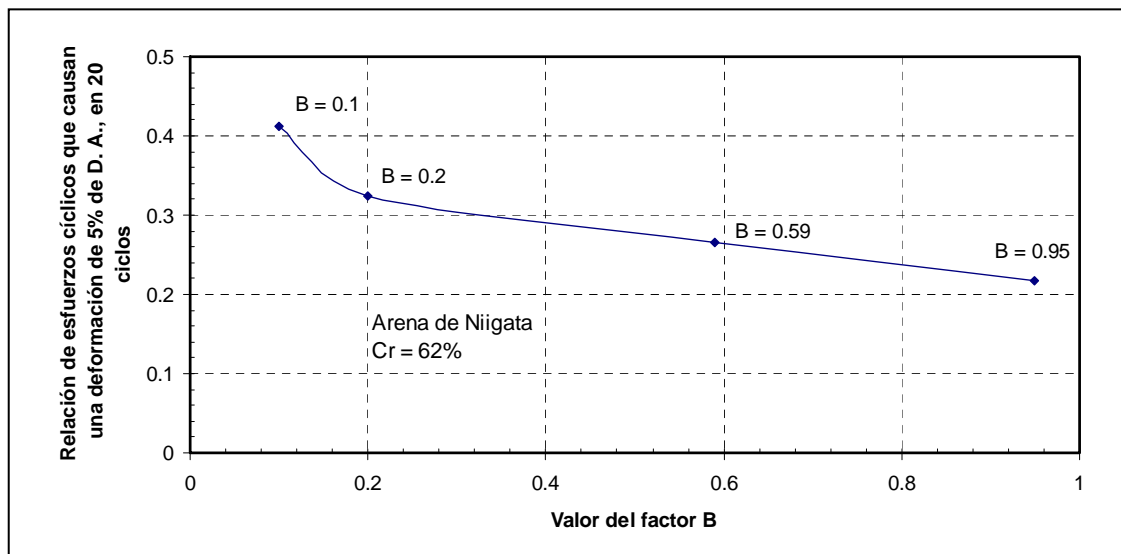


Fig. 1.22 Resistencia cíclica en contra del parámetro B, (Ishihara *et al.*, 2001)

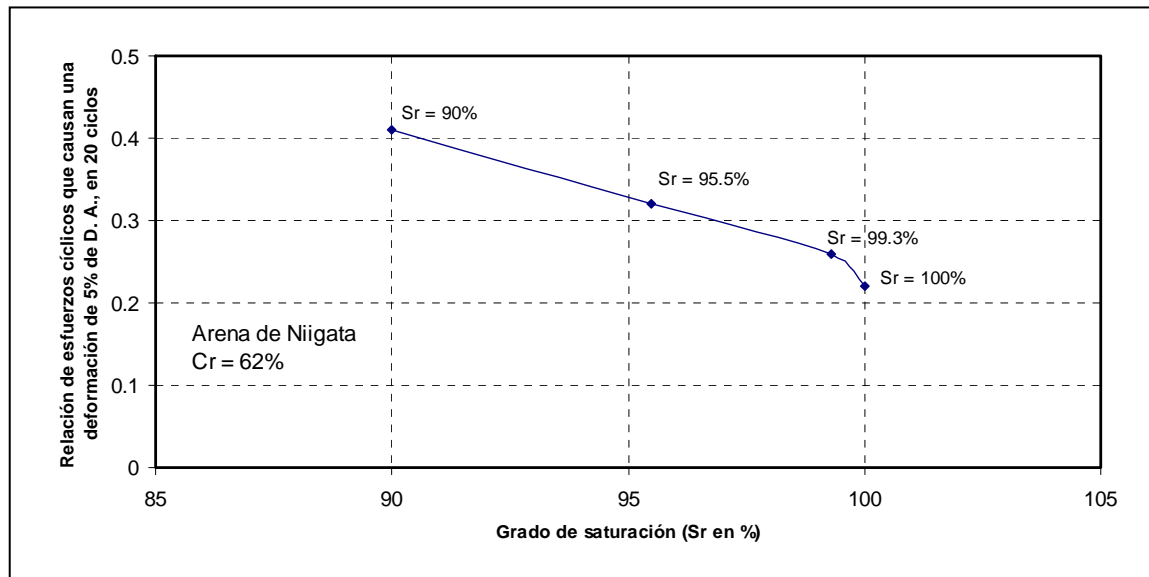


Fig. 1.23 Resistencia cíclica vs grado de saturación, (Ishihara *et al.*, 2001)

La influencia de estructuras o la presencia de esfuerzos cortantes estáticos adicionales, en la resistencia a licuación

Cuando se analiza la susceptibilidad a licuación de un elemento de suelo debajo del borde de un edificio o de cualquier estructura, se debe tomar en cuenta la presencia de esfuerzos cortantes estáticos sobre el plano horizontal debido a la carga inducida por la estructura. La presencia de estos esfuerzos cortantes adicionales puede tener una influencia significativa en la resistencia a licuación del suelo. El parámetro " α " se define como la relación entre el esfuerzo cortante inicial estático, τ_i , dividido entre el esfuerzo confinante efectivo σ'_o , por lo que α es igual a cero en campo libre y tiene un cierto valor cerca o debajo de un edificio. La Fig. 1.24 (Rollins y Seed, 1990) muestra la envolvente de una serie de datos obtenidos por diversos investigadores en donde relacionan la relación de esfuerzos cíclicos en contra del valor de α para muestras de arena tanto densas como sueltas. De dicha figura se observa que para arenas con una $Cr >$ del 50% , la relación de esfuerzos cíclicos que causa la licuación se incrementa conforme el valor de α se incrementa; sin embargo, para arenas sueltas ocurre lo contrario ya que la relación de esfuerzos cíclicos que causan la licuación tiende a disminuir conforme el valor de α se incrementa.

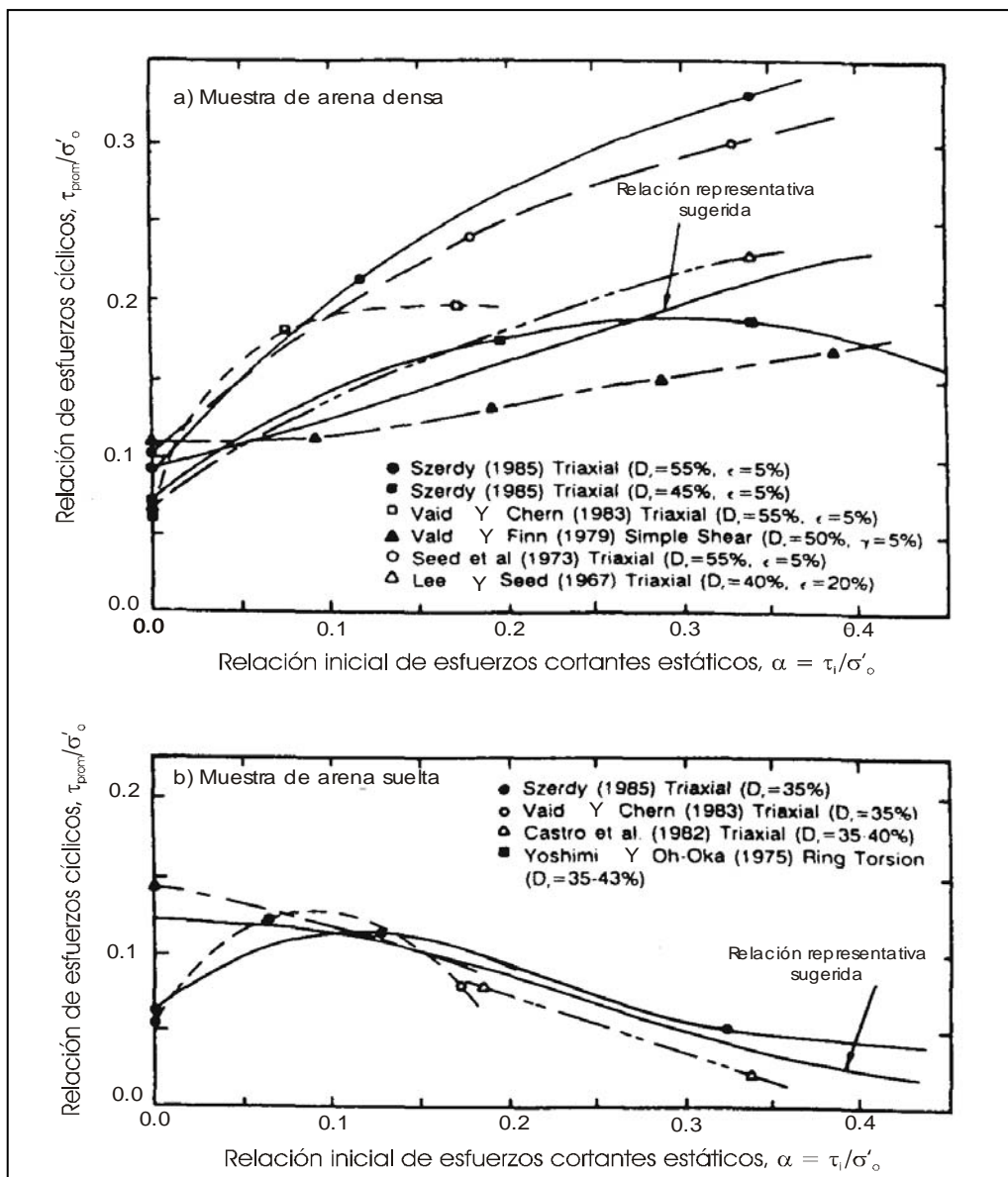
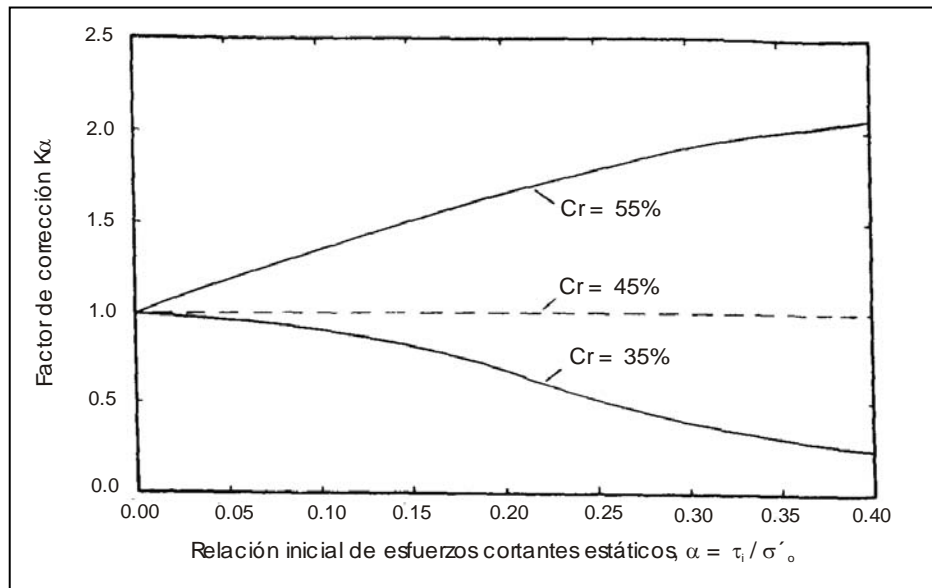


Fig. 1.24 Relación de esfuerzos cíclicos en contra del esfuerzo cortante inicial estático para licuación. (a) arena densa, (b) arena suelta (Rollins y Seed, 1990)

Al proponer los valores promedio de los parámetros α , para arenas tanto densas como sueltas y localizarlas en una gráfica de factor de corrección K_α , propuesto por Seed (1983) se obtiene la gráfica de la Fig. 1.25, por lo que la resistencia a licuación corregida de una arena, con una compacidad relativa y un valor de α dados, se puede encontrar multiplicando la resistencia en condiciones de campo libre, por el correspondiente valor de factor de corrección K_α .

Fig. 1.25 Factor K_α (Seed, 1983)

1.3 Métodos de laboratorio para determinar la susceptibilidad a licuación

Al evaluar la resistencia a licuación de los suelos, es necesario determinar dos parámetros importantes: 1) la demanda sísmica del estrato de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR); y 2) la capacidad del suelo a resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

El procedimiento ideal en la determinación de la resistencia a licuación de los suelos sería a través de ensayos de laboratorio con especímenes inalterados obtenidos del sitio en estudio, sin embargo, con las técnicas habituales de muestreo en arenas se obtienen especímenes con demasiada alteración, y sólo a través de técnicas especializadas de muestreo como la del congelamiento del suelo se podrían obtener especímenes lo suficientemente inalterados que aseguren una alta confiabilidad en la reproducción de las condiciones de campo, no obstante, los altos costos relacionados con este proceso limitan su uso únicamente a la investigación.

Debido a lo anterior, las técnicas de campo han cobrado aceptación entre los profesionistas de la práctica.

A partir del trabajo pionero de Seed e Idriss (1971), en el que propusieron un método simplificado para la determinación de la resistencia a licuación de los suelos con base en datos de campo, numerosas propuestas de mejora y cambio han surgido a la fecha. El trabajo más completo y reciente a este respecto es el presentado por los profesores Youd e Idriss, quienes junto con 19 colaboradores más, desarrollaron en 1996 y a instancia del *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)*, un estado de arte con el objeto de tener un consenso acerca de la actualización del método simplificado (Youd, Idriss and co-authors, 2001). En esta sección se mencionarán los ensayos de campo habitualmente usados en la determinación de la susceptibilidad a licuación, haciendo referencia a las actualizaciones propuestas en dicha investigación. Así mismo se revisarán los ensayos de laboratorio normalmente empleados con el mismo propósito.

1.3.1. Evaluación de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR)

Para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos inducidos en el terreno por un sismo, Seed e Idriss (1971), propusieron la siguiente expresión:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (1.3)$$

En donde:

$a_{m\acute{a}x}$ = aceleración horizontal máxima sobre la superficie del suelo generada por el sismo.

g = aceleración de la gravedad

σ_{vo} y σ'_{vo} = esfuerzo vertical total y efectivo respectivamente

r_d = coeficiente de reducción de esfuerzos

Este último factor toma en cuenta la flexibilidad de la columna de suelo. Los participantes en la elaboración del documento del *NCEER* (Youd, Idriss and co-authors, 2001) recomiendan la determinación del factor de reducción r_d para los proyectos no críticos con base en las siguientes ecuaciones:

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{Para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (1.4a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{Para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (1.4b)$$

Donde z = profundidad debajo de la superficie del terreno en metros.

Algunos investigadores sugieren ecuaciones adicionales para la estimación de r_d a grandes profundidades, sin embargo a las profundidades de más de 15 m, la aplicación del método simplificado no se ha verificado; así mismo, vale la pena observar que el valor de r_d calculado con la expresión (1.4) representa un valor promedio de un amplio rango de valores y que este aumenta con respecto a la profundidad (ver Fig. 1.26).

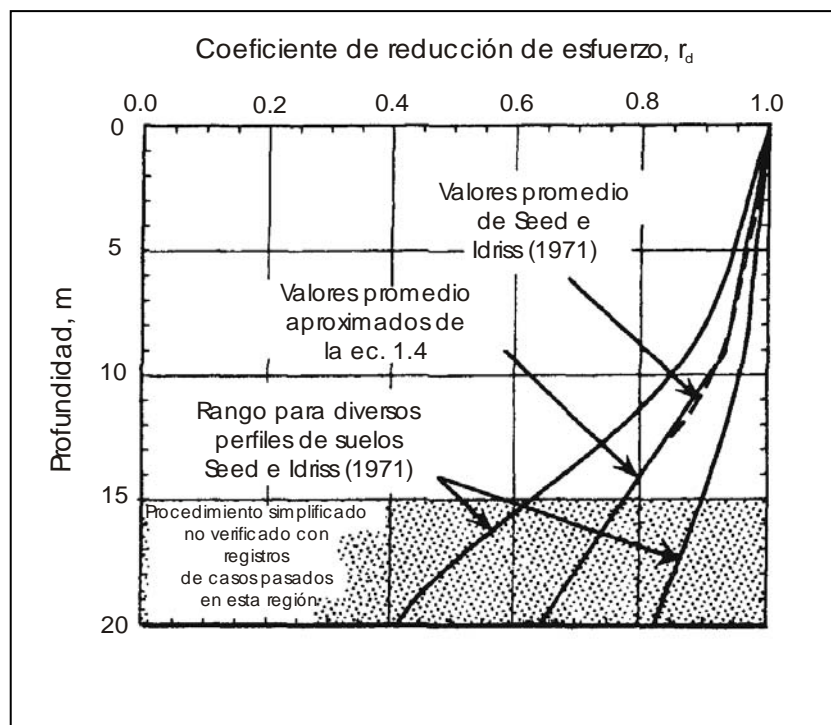


Fig. 1.26 Factor de reducción r_d con respecto a la profundidad, con los valores promedio de la ecuación 1.4 (Youd, Idriss and co-authors, 2001)

1.3.2 Evaluación de la resistencia a licuación (CRR), (Métodos de laboratorio)

Aun cuando los ensayos de laboratorio tienen la desventaja de trabajar con muestras de suelo ya sea ligera o grandemente alteradas, tienen una importante ventaja sobre los ensayos de

campo: se cuenta con la posibilidad de manipular las condiciones de prueba, es decir, se pueden ejecutar los ensayos variando por ejemplo el esfuerzo confinante inicial, la velocidad de aplicación de la carga, la velocidad de la deformación inducida, las condiciones de drenaje, etc.

Aunado a lo anterior, el avance en los diseños de los equipos de laboratorio permiten simular casi al 100% las condiciones de carga a las que se somete al espécimen bajo cualquier acción (sismo, edificios, oleaje, etc.).

En esta sección se realizará una descripción general de los ensayos de laboratorio empleados en el análisis de la susceptibilidad a licuación de los suelos, atendiendo entre otros factores a las ventajas y desventajas de cada uno de ellos y a la forma en la que se interpretan sus resultados. Antes de iniciar dicha descripción, se cree conveniente realizar un análisis de las condiciones de esfuerzo en el suelo cuando se somete a un evento sísmico. Esta será la primera parte de la discusión.

Condiciones de esfuerzo en el suelo debido a la acción de un sismo

Desde los primeros estudios de licuación, se reconoció que durante un sismo un elemento de suelo se somete a un sistema complejo de deformaciones como resultado de la secuencia irregular de los movimientos del terreno inducidos por el fenómeno, sin embargo, en la mayoría de estos depósitos se observó que gran parte de la deformación en dicho elemento se atribuye a la propagación ascendente de las ondas de cortante a partir de los estratos subyacentes. Debido a esto, se considera que dicho elemento se somete a una serie de deformaciones o esfuerzos cortantes cíclicos reversibles, cuya duración se asocia directamente con la duración del sismo.

Dependiendo de las condiciones iniciales de trabajo, se tienen dos situaciones específicas: la primera, un elemento de suelo debajo de una superficie horizontal del terreno (Fig. 1.27) y la segunda, un elemento de suelo bajo de una superficie inclinada del terreno (Fig. 1.28).

Para el primer caso, antes del sismo el elemento se encuentra bajo la acción de los esfuerzos principales σ'_v (vertical) y $K_o\sigma'_v$ (horizontal), en donde K_o es el coeficiente de empuje de tierras en reposo. Durante el sismo, el elemento se deforma desarrollando esfuerzos cortantes horizontales y verticales τ_{hv} , los cuales cambian de dirección varias veces produciendo un efecto de carga cíclica mientras los esfuerzos normales permanecen constantes.

La magnitud de los esfuerzos cortantes desarrollados puede variar erráticamente de un ciclo a otro, sin embargo, con una ponderación adecuada de las diversas amplitudes de esfuerzo, se llegan a convertir los patrones de carga a un número equivalente de esfuerzos cíclicos uniformes. Este último aspecto se ampliará en secciones subsecuentes.

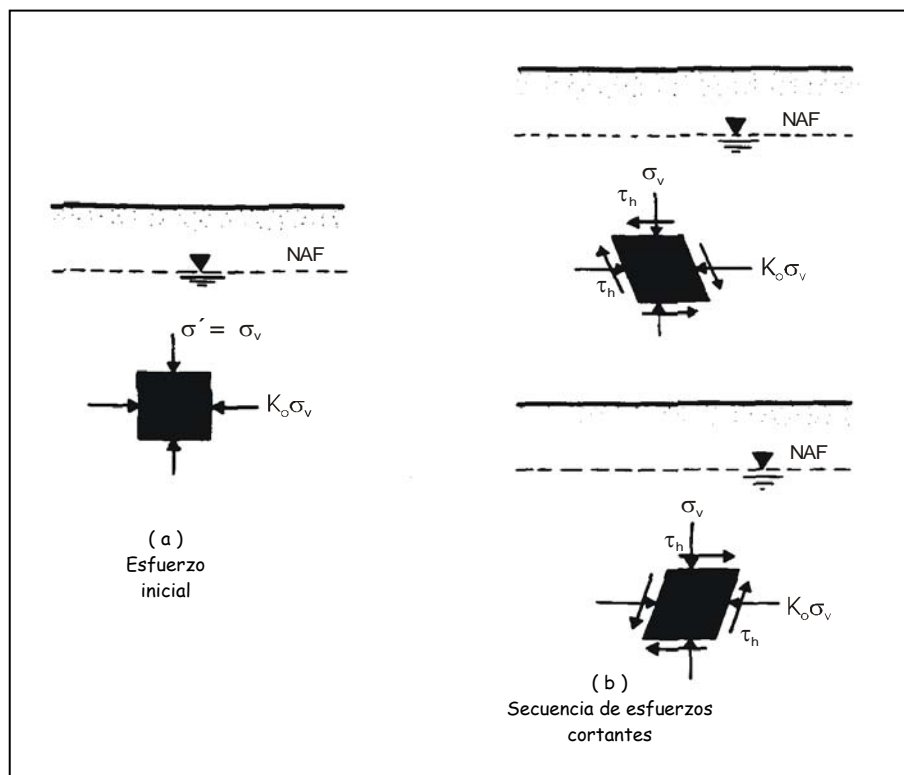


Fig. 1.27 Condiciones de esfuerzo antes y durante el sismo, superficie del terreno horizontal (Das, 1983)

Cuando la superficie del terreno es inclinada, las condiciones cambian de tal forma que el elemento de suelo se consolidó anisotrópicamente bajo condiciones aproximadas de K_o pero con la presencia de esfuerzos cortantes estáticos adicionales actuando sobre el plano horizontal.

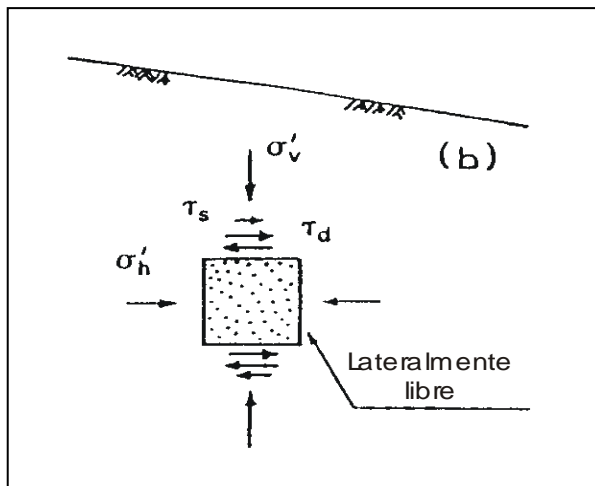


Fig. 1.28 Condiciones de esfuerzo en superficie de suelo inclinada (Ishihara, 1996)

En la Fig. 1.29 se observa una idealización general de las condiciones de esfuerzo sobre un elemento de suelo antes y después del sismo, para tres situaciones diferentes: (a) debajo de una estructura construida mar adentro y sometida a carga horizontal ocasionada por el oleaje, (b) en un depósito de suelo de superficie horizontal y (c) en un depósito de suelo con superficie inclinada, estos últimos bajo la acción de una carga provocada por un sismo. En esta figura, se observa que los esfuerzos cortantes inducidos tanto por la carga sísmica como por la carga del oleaje, pueden representarse mediante esfuerzos cortantes cíclicos aplicados en planos horizontales (Figs. 1.29 (d) y (e), elementos A y B); sin embargo, dependiendo de la localización del elemento pueden (o no), existir esfuerzos cortantes adicionales aplicados en el plano horizontal antes del desarrollo de los efectos de la carga cíclica. En otras palabras, si no hay tormentas o no se presenta un sismo, los elementos designados como A en las Figs. 1.29 (a) y (b), no tienen esfuerzos cortantes adicionales en el plano horizontal; mientras que en los elementos designados como B en las Figs. 1.29 (a) y (c), las condiciones son tales que antes de la presencia de las cargas cíclicas, tienen esfuerzos cortantes adicionales en el plano horizontal Fig. 1.29 (e).

En la sección 1.2 de este trabajo se mencionó la influencia de estos esfuerzos cortantes adicionales en la resistencia a licuación, y se observó que bajo ciertas condiciones, la resistencia a licuación aumenta o disminuye con la presencia de estos, por lo que no se profundizará en este punto y se sugiere revisar dicha sección. Sin embargo cabe hacer mención

que el uso del factor K_{α} , permite restringir los análisis de laboratorio a las condiciones de esfuerzo designadas como A en la figura 1.29.

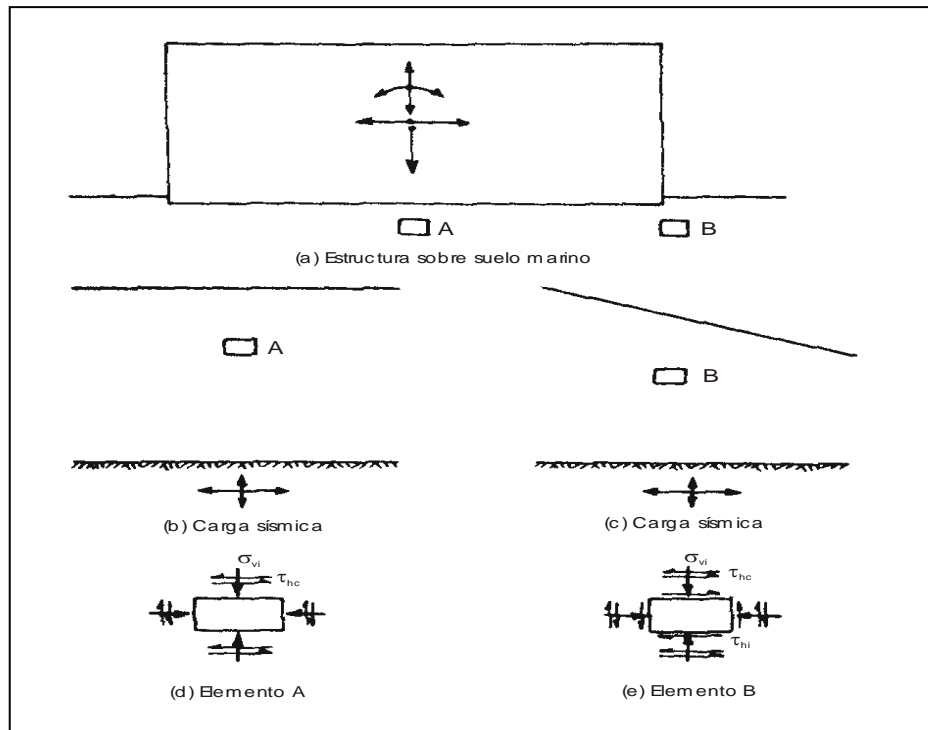


Fig. 1.29 Condiciones de esfuerzo para elementos de suelo bajo diversos ambientes de carga cíclica (Seed, 1979)

El ensayo triaxial cíclico

El equipo para ensayo triaxial es el más conocido en el ámbito de la mecánica de suelos tanto en la práctica como en la investigación. En dinámica de suelos, este equipo se diseñó de tal forma que bajo condiciones de consolidación isotrópica, se pudieran aplicar esfuerzos axiales cíclicos de magnitud y frecuencia controlada. En la literatura (Díaz Rodríguez (1995), Kramer (1996), Ishihara (1996), O'reilly y Brown (1991), etc.) se pueden encontrar descripciones detalladas del equipo triaxial cíclico y en lugar de ello, en esta sección se analizarán aspectos como las condiciones de esfuerzo a las que se somete la muestra, la semejanza con las condiciones de esfuerzo en campo y los resultados que se obtienen con estos ensayos.

De acuerdo con la Fig. 1.27, el suelo al ser sometido a la acción de esfuerzos asociados a la propagación ascendente de las ondas de cortante, se somete a una serie de deformaciones de

cortante cíclicas bajo esfuerzos verticales constantes. La forma en que se reproducen estas condiciones en el equipo triaxial cíclico se muestra en la Fig. 1.30, en la que se ilustran las tres condiciones de esfuerzo durante las diversas etapas del ensaye triaxial cíclico. En la Fig. 1.30a, la muestra se consolida bajo la misma cantidad de esfuerzos axiales vertical y horizontal, y su diagrama de Mohr correspondiente se muestra en el Fig. 1.30b; el esfuerzo en el plano X-X es igual a σ_3 . Durante la condición mostrada en la Fig. 1.30c, el esfuerzo vertical se ve incrementado a una cantidad igual a $\sigma_{dp}/2$, y a su vez, el esfuerzo horizontal disminuye en la misma cantidad, el diagrama de Mohr resultante se muestra en la Fig. 1.30d en donde se observa que el esfuerzo normal en el plano X-X sigue siendo igual a σ_3 , pero ahora se induce un esfuerzo cortante en dicho plano igual a $\sigma_d/2$. Finalmente en la condición mostrada en la Fig. 1.30e, el esfuerzo vertical se reduce a una cantidad $\sigma_d/2$ y el esfuerzo horizontal se incrementa en la misma cantidad; de nuevo, la condición de esfuerzos resultante en el plano X-X produce un esfuerzo normal igual a σ_3 , y un esfuerzo cortante igual a $\sigma_d/2$, que actúa en dirección contraria al de la condición de la Fig. 1.30c. Hasta este momento, se observa que llevando a la muestra de suelo durante el ensaye triaxial cíclico a las condiciones (a), (c) y (e), en el plano X-X se reproducen las condiciones del plano horizontal de la Fig. 1.27.

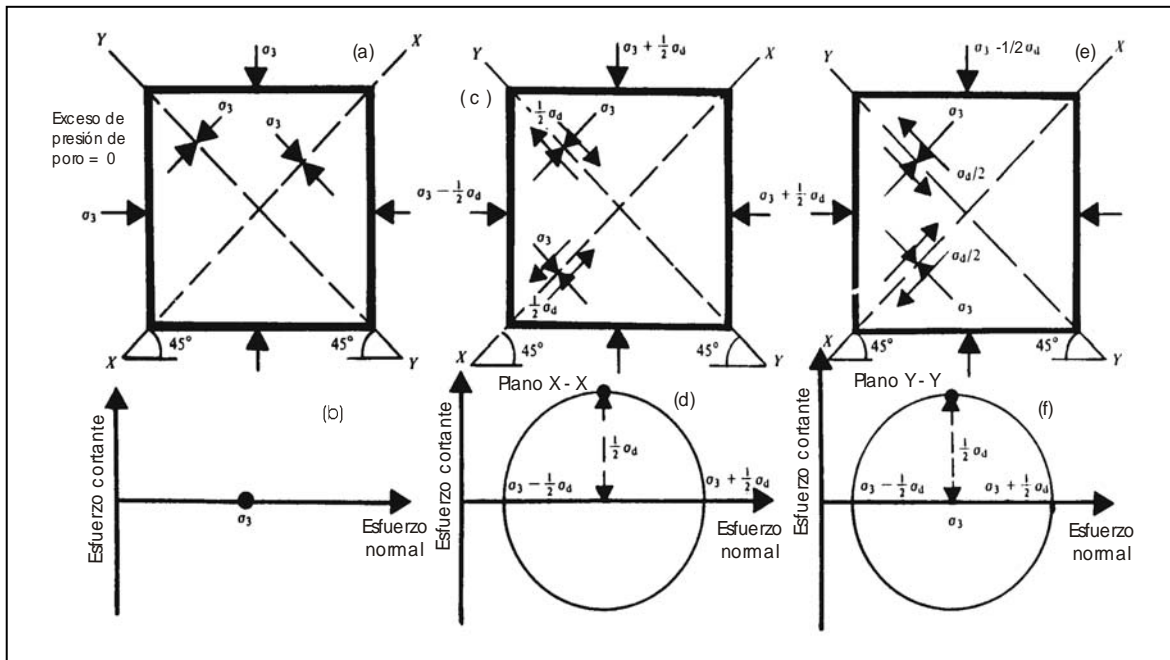


Fig. 1.30 Simulación de las condiciones de esfuerzo cíclico en un ensaye triaxial (Das, 1983)

Los cambios en los esfuerzos cíclicos que reproducen las condiciones anteriores, deben ser tales que permitan mantener un promedio constante de los esfuerzos principales mayor y menor, sin embargo éste es un procedimiento difícil de conseguir durante el ensaye triaxial. Al trabajar con suelos saturados esta dificultad puede ser superada; por ejemplo, la condición de esfuerzos que se muestra como (b) en la Fig. 1.30 columna 1, se puede inducir en el espécimen a través de la aplicación simultánea de las dos condiciones de esfuerzo mostradas en la columna 3 de la misma figura. La adición directa de estas dos condiciones, produce los mismos efectos que aquellos inducidos en la columna 1, y por lo tanto, la condición de esfuerzos deseada se puede generar incrementando el esfuerzo axial vertical por una cantidad σ_{dp} , manteniendo el esfuerzo lateral constante y reduciendo simultáneamente el esfuerzo confinante una cantidad igual a $\sigma_{dp}/2$.

Los ensayes de laboratorio con arena saturada, se ejecutan sometiendo a la muestra a una presión de consolidación σ_3 para después aplicar una carga cíclica de amplitud σ_d con el drenaje cerrado (Fig. 1.31a). La forma en la que este ensaye reproduce las condiciones de esfuerzo expuestas en la Fig. 1.30 se muestra en las figuras 1.31b a 1.31g. La condición de esfuerzos mostrada en la Fig. 1.31b es la suma de las condiciones de esfuerzo mostradas en las figuras 1.31c y 1.31d. El efecto de la condición de esfuerzos en la Fig. 1.31d es reducir la presión de poro en exceso en el espécimen en una cantidad igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$, sin provocar ningún cambio en la deformación axial, por lo que el efecto de la condición de esfuerzo mostrado en la Fig. 1.31b, (que es el mismo que el de la Fig. 1.30c) se puede obtener substrayendo sólo una presión de poro de $u = \frac{1}{2}\sigma_d$, de la observada a partir de la condición de carga de la figura 1.31c.

Similarmente, la condición de carga que se ilustra en la Fig. 1.31e, es la condición de carga de la Fig. 1.31f más la condición de carga de la Fig. 1.31g. El efecto de la condición de carga de la Fig. 1.31g es únicamente incrementar la presión de poro por una cantidad $\frac{1}{2}\sigma_d$, por lo que el efecto de las condiciones de esfuerzo mostradas en la Fig. 1.31e (que es la misma que la de la Fig. 1.30e), se puede obtener adicionando únicamente $\frac{1}{2}\sigma_d$ a la presión de poro observada en la condición de carga de la Fig. 1.31f.

Como se observa, las condiciones de esfuerzo finalmente aplicadas al espécimen, permiten que en el plano X-X, se reproduzcan las condiciones del plano horizontal de la Fig. 1.27, sin embargo se debe tomar en cuenta que durante el ensaye es necesario que el esfuerzo cíclico σ_d no exceda al esfuerzo confinante inicial σ_3 , con el objeto de que el esfuerzo vertical sea de compresión todo el tiempo.

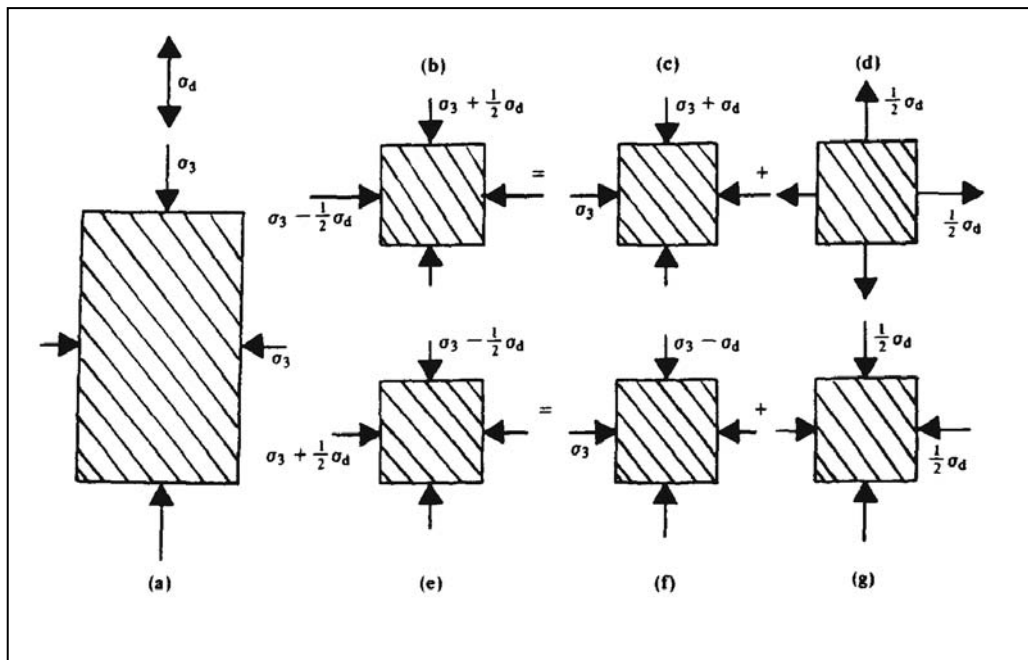


Fig. 1.31 Condiciones de esfuerzo en un ensaye triaxial cíclico (Das, 1983)

La Fig. 1.32 muestra los resultados típicos que se obtienen en este tipo de ensaye, se acostumbra graficar el número de ciclos en contra de la deformación axial en porcentaje, el cambio en la presión de poro, y en este caso el cambio en la presión de poro corregida. En dicha figura se observa que el cambio en la presión de poro se vuelve igual al esfuerzo confinante aplicado a partir del noveno ciclo, lo que hace que el esfuerzo confinante en ese momento sea cero. En el décimo ciclo, la deformación axial excede del 20% y el suelo se ha licuado. La Fig. 1.33 muestra la relación entre la magnitud del esfuerzo cíclico (σ_d) y el número de ciclos de esfuerzo a la falla (definida como el momento en el cual el suelo alcanzó una deformación axial del 20% de doble amplitud), de donde se observa que el número de ciclos de aplicación de la carga aumenta conforme el valor de (σ_d) disminuye.

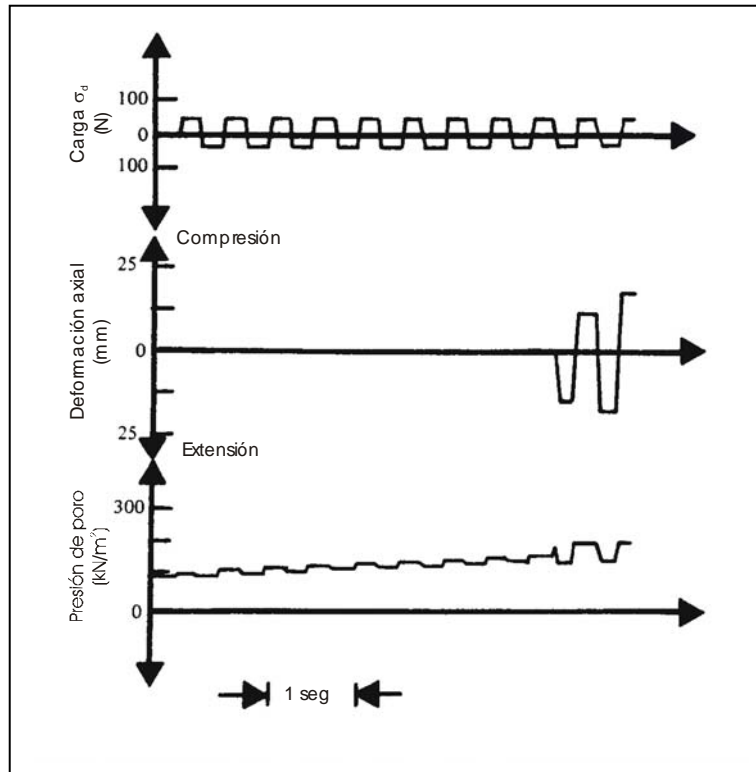


Fig. 1.32 Resultado típico de un ensaye triaxial cíclico para evaluar la susceptibilidad a licuación de los suelos (Seed y Lee, 1966)

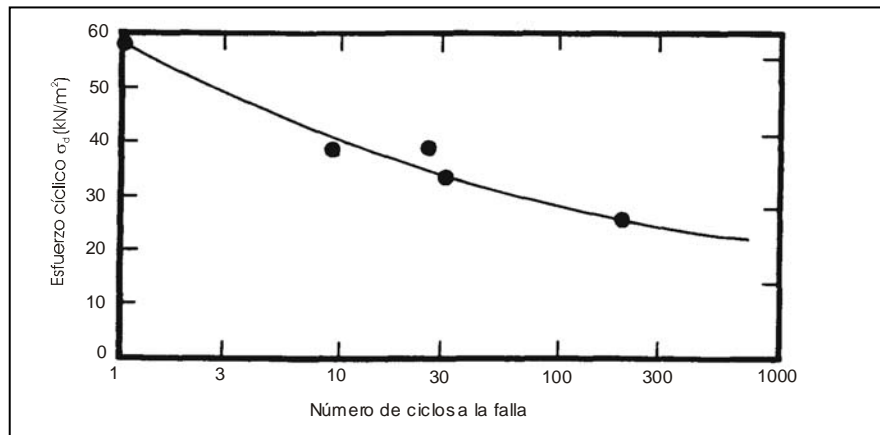


Fig. 1.33 Relación entre la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado y el número de ciclos a la falla (Seed y Lee, 1966)

La variación entre la deformación axial y la presión de poro corregida durante un ensaye triaxial cíclico se muestra en la Fig. 1.34. Se puede observar que después de 13 ciclos de esfuerzos, el cambio en la presión de poro es igual a σ_3 , sin embargo, la amplitud de la deformación axial no excede del 10% sino hasta después de 30 ciclos. Esta es una forma de

interpretar a partir de los resultados de un ensaye triaxial cíclico, el fenómeno de "movilidad cíclica", (Seed, 1979).

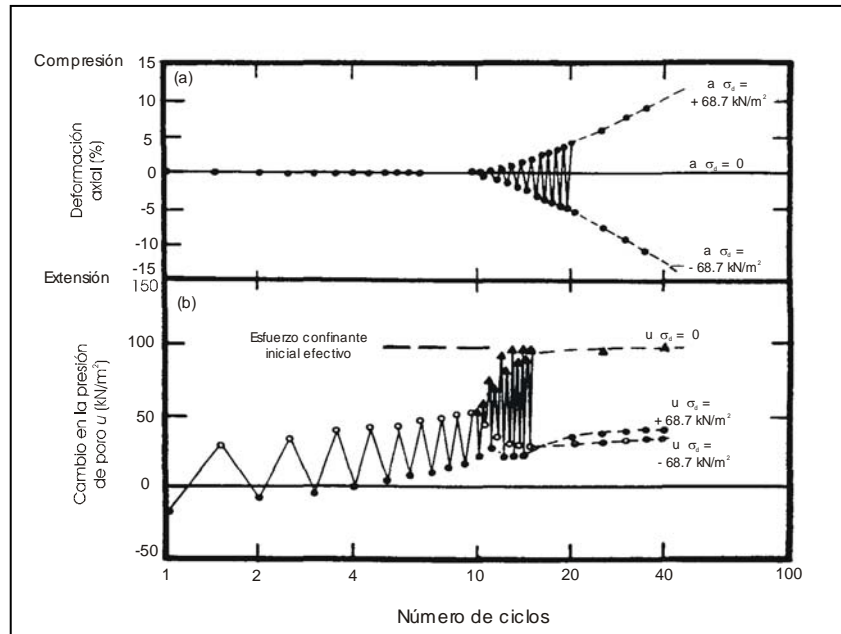


Fig. 1.34 Resultados de un ensaye triaxial cíclico en una arena densa ($C_r = 78\%$) (Seed y Lee, 1966)

No obstante el gran uso de los ensayos triaxiales cíclicos en la determinación de los parámetros de licuación de los suelos, surgen algunos inconvenientes en cuanto a la reproductividad de las condiciones reales de campo. Los más significativos son:

1. En campo, existe una reorientación cíclica de las direcciones de los esfuerzos principales, es decir, el esfuerzo principal mayor que inicialmente es vertical, rota un cierto ángulo (θ) hacia la izquierda o hacia la derecha a partir de su posición inicial, debido a la inducción los esfuerzos cortantes en el plano horizontal (Fig. 1.35). En un ensaye triaxial, los esfuerzos principales sólo pueden actuar en las direcciones vertical u horizontal; ninguna otra reorientación (a menos que sea de 90°) es posible.
2. En campo, el elemento de suelo está inicialmente consolidado bajo condiciones K_0 , esto es, el esfuerzo principal menor es igual a K_0 veces el esfuerzo principal mayor.

En el laboratorio, la muestra de suelo debe consolidarse bajo condiciones de esfuerzos hidrostáticos.

3. En campo, se espera que las condiciones de deformación ocurran bajo condiciones de deformación plana, mientras que en el ensaye de compresión triaxial, las deformaciones ocurren en las tres direcciones principales.
4. En campo, las condiciones de esfuerzo cíclico son razonablemente simétricas, sin embargo, en un ensaye típico de compresión triaxial, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor durante la compresión axial, pero igual al esfuerzo principal mayor durante compresión lateral.

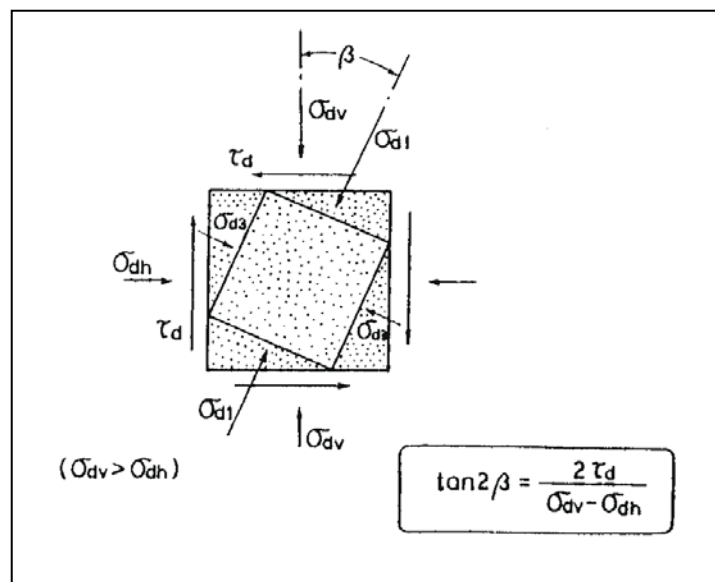


Fig. 1.35 Rotación de los planos principales de esfuerzo debido a los esfuerzos cortantes horizontales durante la carga sísmica (Ishihara, 1996)

El ensaye de torsión cortante cíclica con muestras cilíndricas huecas

Un equipo que trata de minimizar los inconvenientes que desde el punto de vista de la reproducción de esfuerzos *in situ* tienen los ensayes triaxial cíclico y de corte simple cíclico (que se verá en la siguiente sección), es el *equipo de torsión cíclica con muestras cilíndricas huecas*. Existen diversos diseños del equipo de torsión cortante cíclica (Drnevich, 1972;

Ishihara y Li, 1972; Tatsuoka et al, 1989), sin embargo todos ellos reproducen las condiciones de esfuerzos representadas en el esquema general que se ilustra en la Fig. 1.36. El objeto de este ensaye es simular las condiciones exactas de deformación en corte simple, cuya definición se muestra en la Fig. 1.37, esto es, distorsionar al elemento de suelo bajo condiciones de deformación plana manteniendo en cero las deformaciones tangencial $\dot{\epsilon}_t$ y radial $\dot{\epsilon}_r$, y sin rotación de los planos horizontales (es decir los planos r y t).

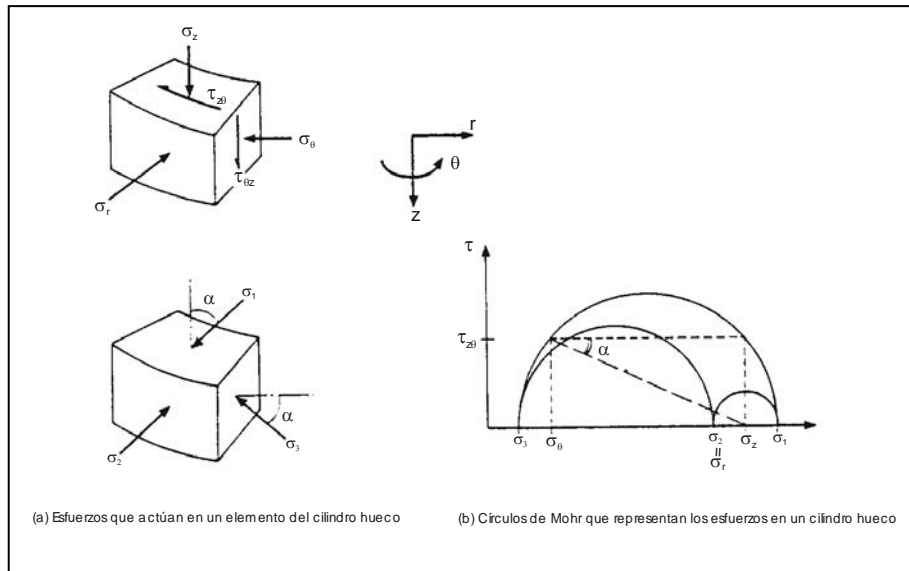


Fig. 1.36 Esfuerzos que actúan en un elemento de suelo tomado de la pared de un ensaye de torsión con muestras cilíndricas huecas (O' Reilly, 1991)

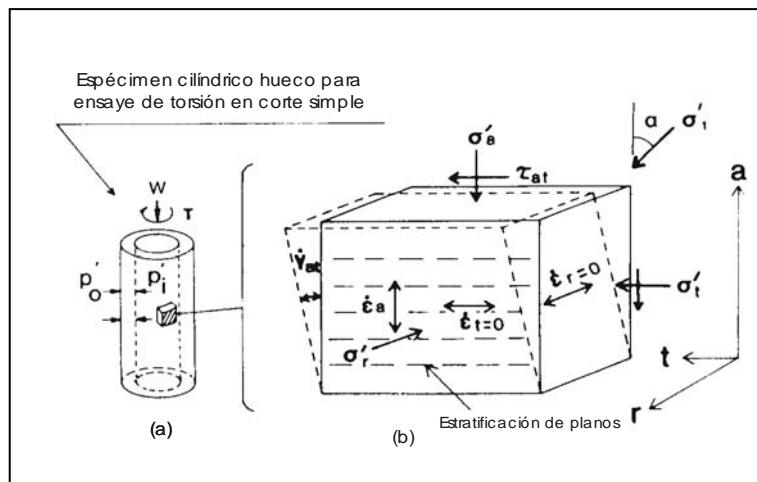


Fig. 1.37 Condiciones de esfuerzo y deformación en un ensaye de torsión de corte simple (Tatsuoka, et al., 1989)

La Fig. 1.38 ilustra un arreglo general del equipo de torsión usado por la universidad de Nottingham para el ensayo de especímenes de suelo cilíndricos huecos

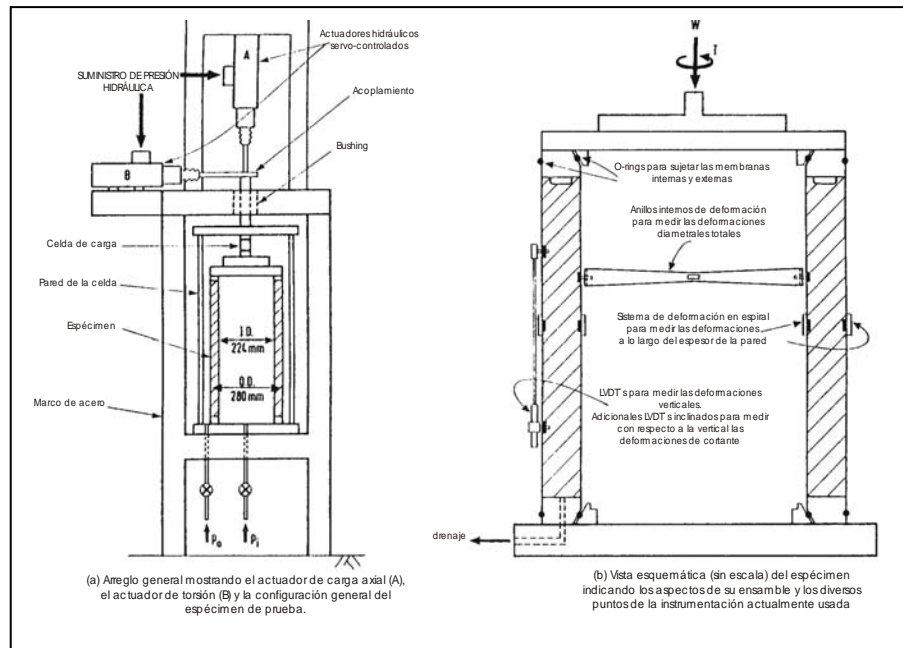


Fig. 1.38 El equipo de torsión cíclica en cilindros huecos de la Universidad de Nottingham, (O' Reilly, 1991)

Registros típicos de los ensayos de torsión cíclica se muestran en la Fig. 1.39, 1.40 y 1.41 (Ishihara, 1996), para tres condiciones de esfuerzo: con confinamiento lateral (ACOT), sin confinamiento lateral (ACT), y con confinamiento lateral en muestras isotrópicamente consolidadas (ICOT). Las curvas correspondientes de esfuerzo - deformación y de trayectorias de esfuerzos se muestran en las Figs. 1.42 y 1.43 respectivamente.

Para el ensayo ACOT (Figs. 1.39, 1.42(a) y 1.43(a)), se define el estado de licuación como el momento en el cual el esfuerzo lateral iguala al esfuerzo vertical con el correspondiente incremento en la presión de poro y en la deformación de cortante torsional (estado de ablandamiento por deformación).

Para el ensayo ACT (Figs. 1.40, 1.42(b) y 1.43(b)) se observa un comportamiento distinto, ya que al no haber restricción lateral, la muestra se deforma tanto lateral como verticalmente. Como esta deformación se permite, se produce un cambio significativo en la forma de la

muestra, sin embargo la presión de poro crece ligeramente y el fenómeno de reblandecimiento por deformación no se presenta.

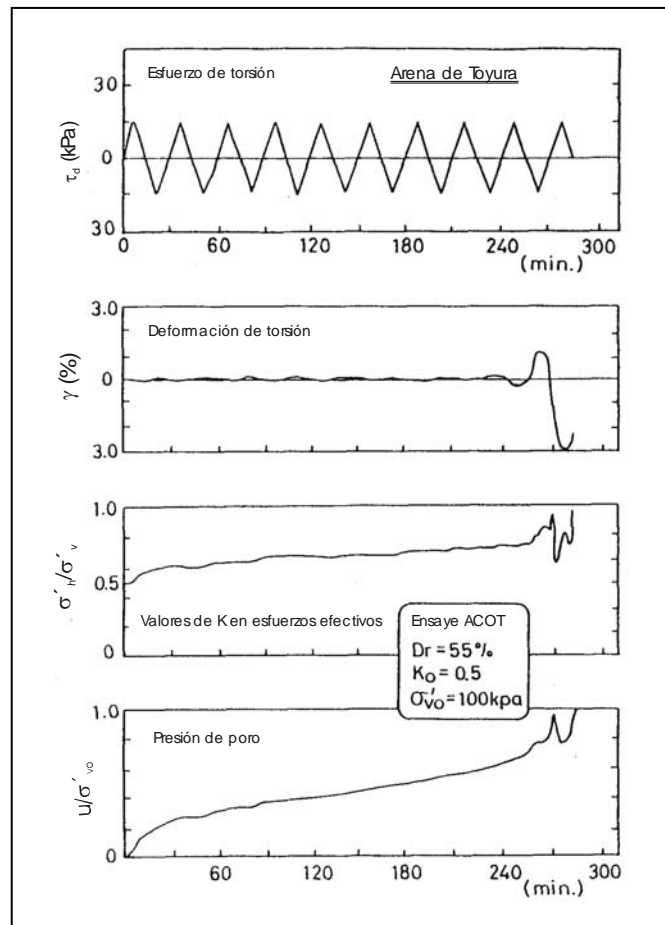


Fig. 1.39 Esquema de resultados típico de un ensayo de torsión cilíndrico hueco (ACOT) con confinamiento lateral (Ishihara, 1996)

De la trayectoria de esfuerzos en el plano $p' - q$ (Fig. 1.44(b)), se observa que los esfuerzos efectivos se mueven hacia la izquierda (lo que representa un incremento en la presión de poro), hasta un punto C, el cual cae cerca de la línea de falla, esto permite suponer que si se continua la aplicación de los esfuerzos cíclicos llegará el momento en el cual los esfuerzos efectivos alcancen la línea de falla; sin embargo en lo que esta situación se presenta, se irán acumulando las deformaciones laterales.

Para el ensayo ICOT, se observó el mismo comportamiento que para el ensayo ACOT, esto parece lógico si se observa que el ensayo ICOT es un caso particular del ensayo ACOT.

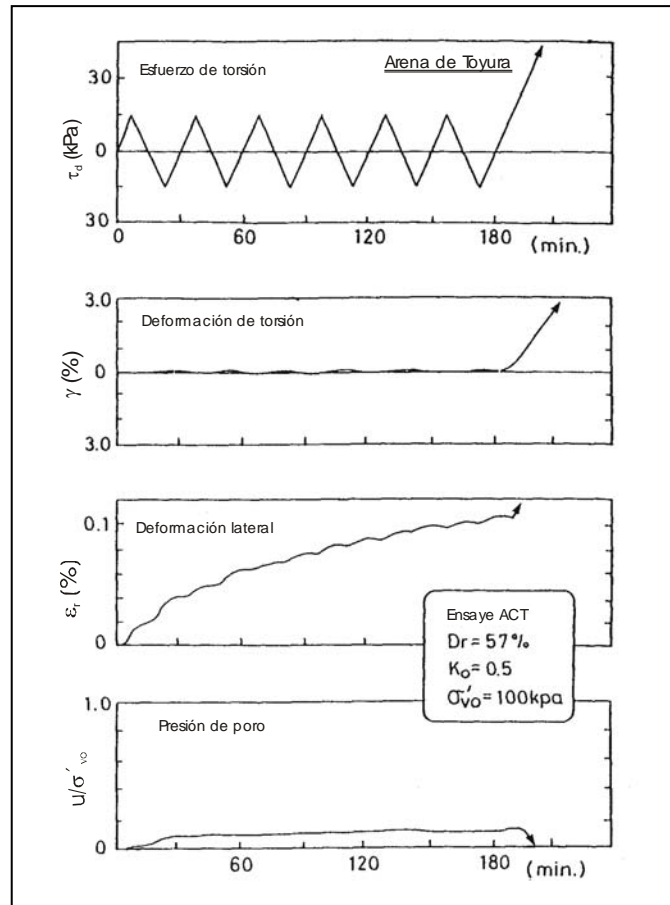


Fig. 1.40 Esquema de resultados típico de un ensayo de torsión cíclico hueco (ACT) sin confinamiento lateral (Ishihara, 1996)

Las principales ventajas del uso del ensayo de torsión cíclica en muestras huecas son:

- 1) El control sobre la dirección de los esfuerzos principales
- 2) La posibilidad de aplicar el esfuerzo principal intermedio independiente de los esfuerzos principales mayor y menor
- 3) Las condiciones de frontera del espécimen permiten una buena uniformidad en los esfuerzos.

Las principales desventajas del ensayo son:

- 1) El alto costo en la fabricación del equipo
- 2) La dificultad en la preparación de la muestra
- 3) La gran relación superficie - volumen, lo cual puede introducir efectos importantes debido a la penetración de la membrana.

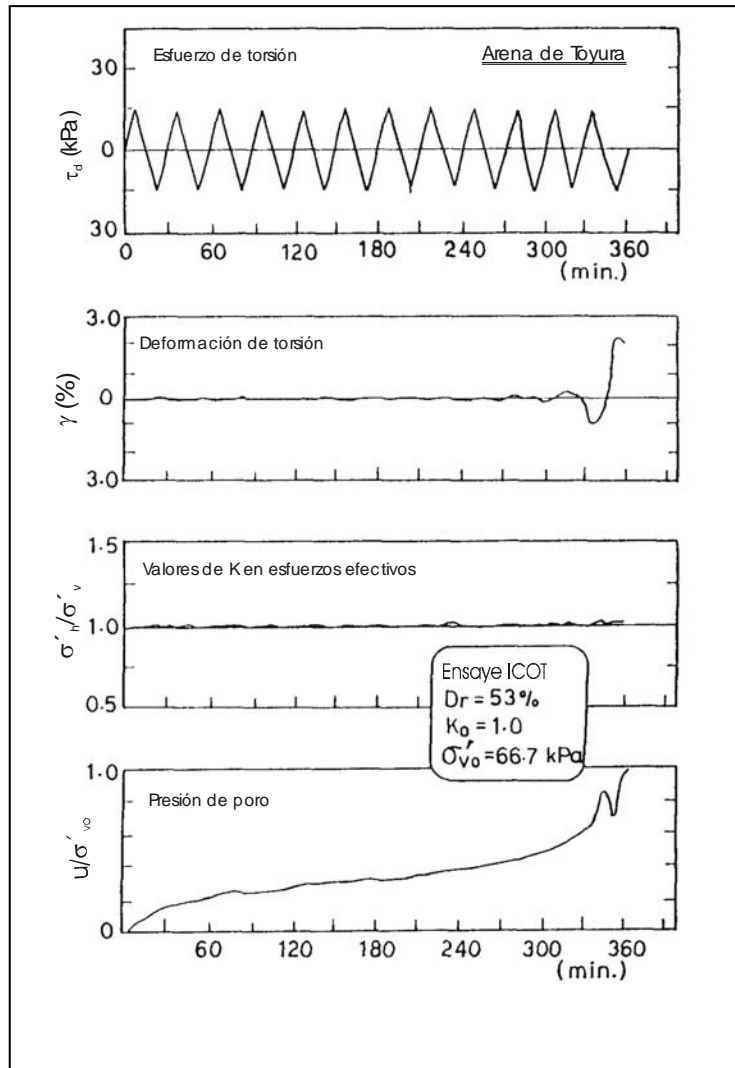


Fig. 1.41 Cambio en el esfuerzo lateral y en la presión de poro en un ensaye de corte simple de torsión sin confinamiento lateral el isotrópicamente consolidado (ICOT) (Ishihara, 1996).

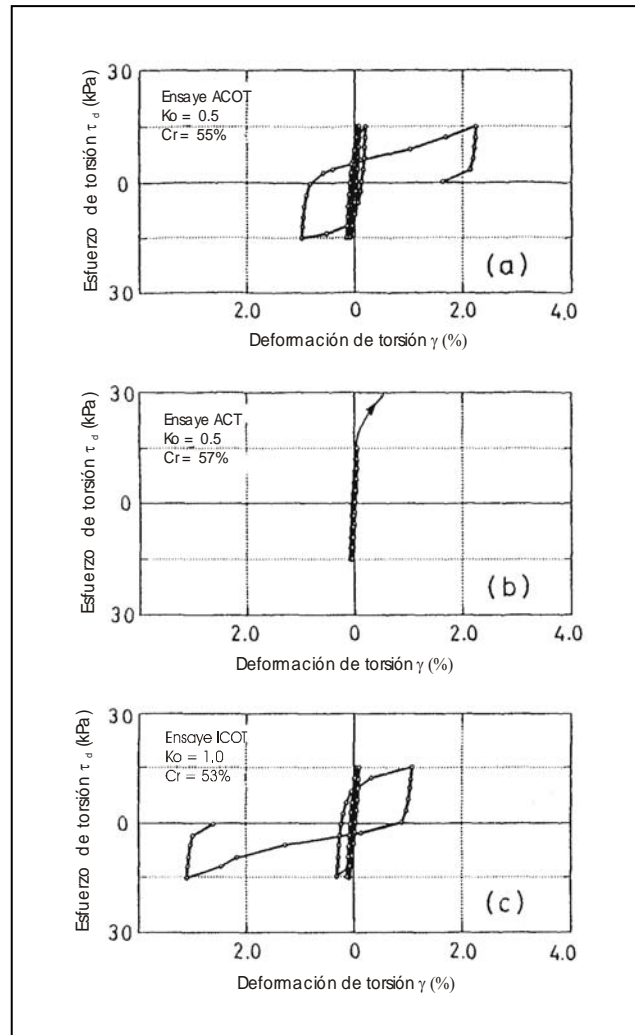


Fig. 1.42 Curvas esfuerzo - deformación para los tres tipos de ensaye de torsión cíclica (Ishihara, 1996).

1.4 El equipo de corte simple cíclico en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos

Desde los inicios del estudio del fenómeno de licuación de arenas, se reconoció la necesidad de efectuar los análisis de laboratorio con equipos cuyo funcionamiento representara lo más cercanamente posible las condiciones de esfuerzo a que se somete al elemento de suelo *in situ*.

En la sección 1.3, se mencionó que la propagación ascendente de las ondas de cortante que parten de los mantos rocosos debido a la generación de un sismo, someten a un elemento de suelo a esfuerzos cortantes reversibles tanto en sus planos horizontales como en sus planos

verticales, manteniendo constantes los esfuerzos normales tanto horizontal como vertical. Esta condición de esfuerzos se conoce como de corte simple.

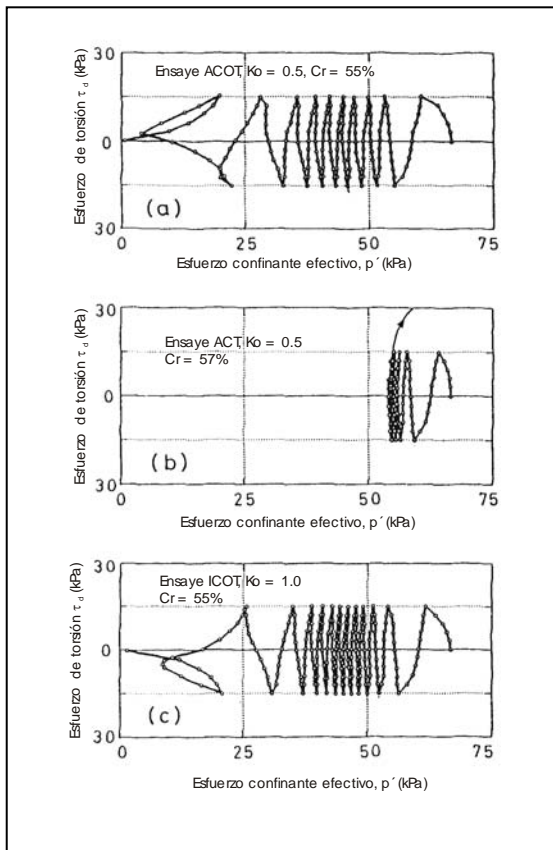


Fig. 1.43 Trayectorias de esfuerzos efectivos en el modo de torsión para los tres tipos de ensaye de torsión cíclica (Ishihara, 1996)

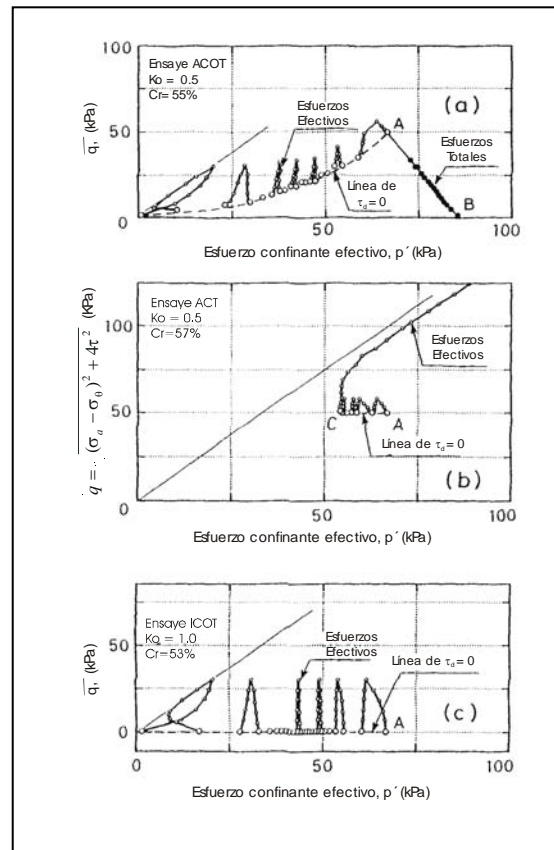


Fig. 1.44 Trayectorias de esfuerzos efectivos en el modo triaxial para los tres tipos de ensaye de torsión cíclica (Ishihara, 1996)

La base de los equipos de corte simple cíclico usados a la fecha en los análisis de licuación son los equipos diseñados por Roscoe (1953), también conocido como tipo Cambridge y por Kjellman (1951), que posteriormente fue mejorado por Bjerrum y Landva (1966), conocido como tipo NGI.

En esta sección se analiza el equipo de corte simple cíclico como instrumento en la interpretación del fenómeno de licuación de arenas.

El primer equipo de corte simple cíclico empleado en el análisis de licuación fue el descrito por Peacock y Seed (1968), cuya base fue el equipo de corte simple para ensayos estáticos tipo Roscoe. El arreglo consistió en términos generales, en una caja metálica de dos paredes rígidas fijas y dos móviles con bisagras, en la que se colocaba la muestra de suelo de 6 cm de lado por 2 cm de altura. El efecto de corte simple se lograba a través de la rotación simultánea de las paredes móviles. La Fig. 1.45 ilustra esquemáticamente la forma en la que se lograba el efecto de corte simple.

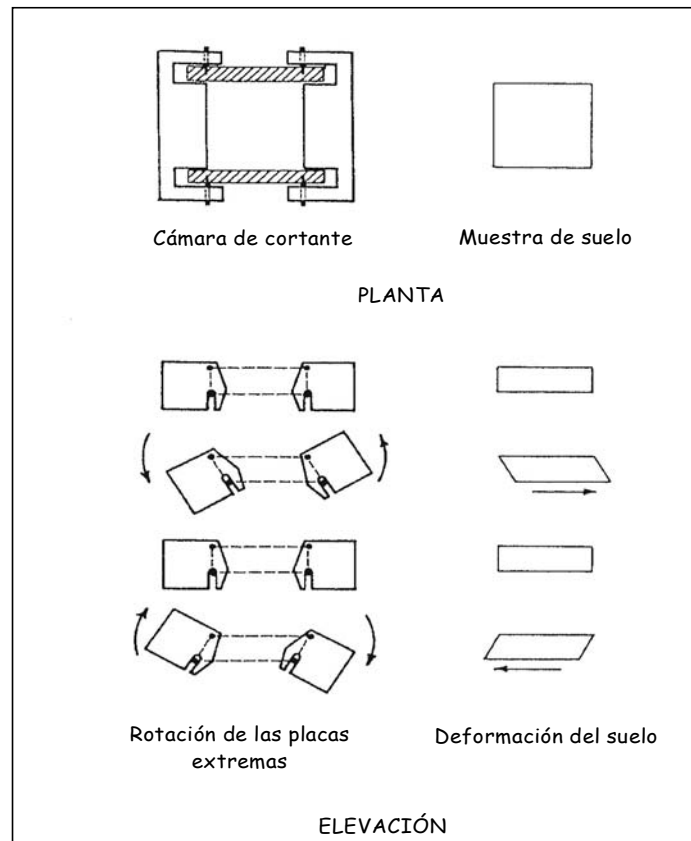


Fig. 1.45 Rotación de las placas y deformación del suelo en un equipo de corte simple cíclico (Peacock y Seed, 1968)

Silver y Seed (1971) realizaron ensayos de corte simple cíclico, en un equipo cuya base fue el equipo diseñado por el Instituto Noruego de Geotecnia (NGI), fabricado con el objeto de realizar ensayos de corte simple estático en suelos. La principal diferencia entre este equipo y el de tipo Roscoe, estriba en que el espécimen de prueba es cilíndrico, en este caso de 8 cm de diámetro y 2 cm de altura. La forma del espécimen tuvo como objeto mejorar la distribución de los esfuerzos en el mismo. La muestra se coloca dentro de una membrana con refuerzo

helicoidal, que se fija tanto en la base como en la cabeza del equipo. El efecto de corte simple se logra fijando la base de soporte de la muestra a otra base movable. Como la cabeza de carga se mantiene fija, en el momento de aplicar carga horizontal en la base existirá un desplazamiento relativo entre la base y la cabeza, deformando la muestra en condiciones de corte simple.

Finn et al (1971) diseñaron un equipo de corte simple cíclico tomando como base también el equipo tipo Cambridge, para ensayos de corte simple estático. El arreglo de este equipo difiere del arreglo propuesto por Silver y Seed (1971), en cuanto a la forma en la que la muestra es cargada. La Fig. 1.46 muestra los principales componentes del equipo. El efecto de corte simple se logra a través del movimiento horizontal de la base de la muestra. Este equipo permite que la cabeza de la muestra se mueva verticalmente, lo cual resulta una ventaja importante ya que facilita el acomodo de los cambios de volumen en la estructura del suelo.

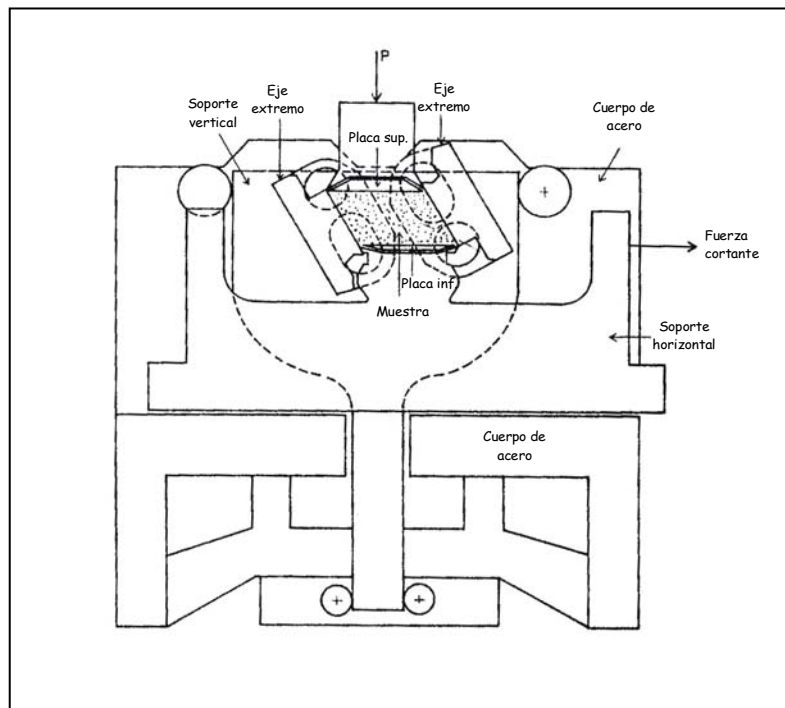


Fig. 1.46 Esquema del equipo de corte simple tipo Cambridge (Finn et al., 1971)

Una posterior modificación a dicho equipo fue presentada por Finn y Vaid (1977), quienes reconocieron el hecho de un cambio de volumen significativo en los ensayos no drenados debido (entre otros factores) al efecto de la penetración de la membrana. Según estos

investigadores, dicho cambio de volumen significa una disminución en la tendencia al incremento en la presión de poro, lo que conduce a subestimar hasta en un 30% la susceptibilidad a licuación de los suelos. Debido a esto y realizando arreglos al equipo propuesto por Finn *et al.*, (1971), ejecutaron ensayos de corte simple cíclico a volumen constante tanto en condiciones drenadas como con muestras secas (Fig. 1.47). La condición de volumen constante se mantuvo asegurando el pistón de carga vertical después de obtener el esfuerzo confinante inicial. Cuando se aplican los esfuerzos cortantes cíclicos, la tendencia a la densificación de los suelos provoca una disminución progresiva del esfuerzo vertical, lo cual es equivalente al incremento en la presión de poro.

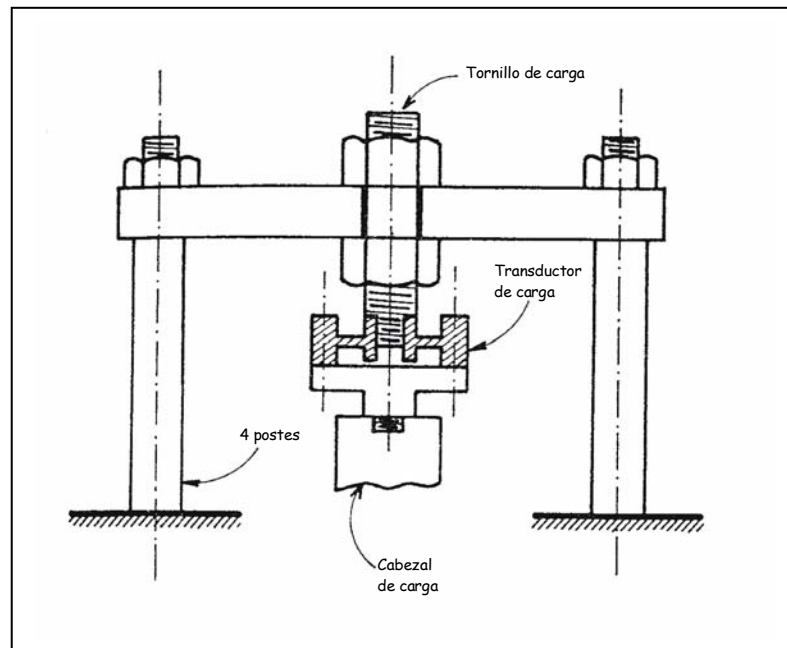


Fig. 1.47 Arreglo esquemático del equipo de corte simple a volumen constante (Finn y Vaid, 1977)

Versiones modernas del equipo de corte simple cíclico se han desarrollado con el objeto de simular la distribución aleatoria de los esfuerzos de cortante horizontales ocasionados por las ondas de cortante (Ishihara y Yamazaki, 1980) y para simular las condiciones de esfuerzo en un elemento de suelo perteneciente a un depósito con superficie inclinada (Kammerer et al, 2001). La Fig. 1.48 ilustra el arreglo de un equipo de corte simple cíclico de carga multidireccional.

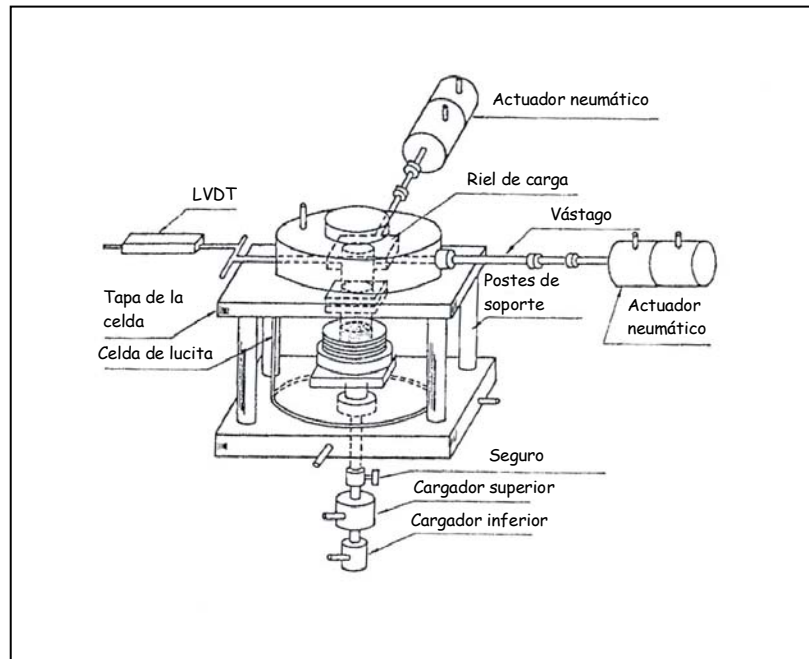


Fig. 1.48 Esquema del equipo de corte simple bidireccional (Ishihara y Yamazaki, 1980)

No obstante las ventajas de la reproducción de las condiciones de esfuerzo *in situ* del equipo de corte simple, se le han reconocido una serie de limitantes. Peacock y Seed (1968), que utilizaron muestras congeladas previamente en moldes de lucita para ejecutar sus ensayos, observaron la existencia de un desarrollo parcial de los esfuerzos cortantes en las fronteras verticales de la muestra que ocasionaron una distribución irregular tanto de los esfuerzos verticales como de los esfuerzos cortantes que actúan sobre el plano horizontal de la misma, también observaron una tendencia a pequeños movimientos de balanceo que se desarrollan conforme cambia la dirección del esfuerzo y la posibilidad de formación de pequeños vacíos en las esquinas de la probeta. Dichos investigadores encontraron que estos fenómenos tienden a facilitar el desarrollo de la licuación.

Duncan y Dunlop (1969) evaluaron la distribución de esfuerzos en un espécimen de suelo sometido a condiciones de esfuerzo de corte simple, a través de la modelación con el método de elemento finito, para lo cual consideraron al suelo como un material no lineal y de propiedades esfuerzo deformación anisotrópicas. Dichos investigadores encontraron una distribución irregular de los esfuerzos que ocasionan una falla progresiva. Los resultados

analíticos coincidieron con los resultados experimentales, sin embargo reconocieron que para el suelo que estudiaron (arcilla limosa), el efecto de esta distribución sobre la resistencia última es mínimo, pero que en suelos de estructura frágil podría ser significativo.

Al respecto de la distribución irregular de las deformaciones angulares y de los esfuerzos de cortante tanto en las fronteras horizontales como en las fronteras verticales de la muestra, los investigadores reconocieron que la dificultad en la obtención de una distribución regular de deformaciones de cortante en las fronteras verticales, se debe a que la muestra no está perfectamente restringida, y que al aplicar los esfuerzos cortantes estas deformaciones tienden a concentrarse en zonas de debilidad, siendo más grande conforme la licuación se aproxima. También observaron que la distribución irregular de los esfuerzos cortantes en la frontera horizontal de la muestra se debe al mecanismo de transferencia de esfuerzos entre la base y la cabeza de la misma y a la ausencia de esfuerzos cortantes complementarios en sus fronteras verticales (Seed y Peacock 1971, Bishop et al 1971, Seed 1979). Lo anterior más la dificultad en la preparación de los especímenes de ensaye, provocan que este falle bajo condiciones de esfuerzo menores que las que se requerirían en campo. Finn et al (1969) observaron un incremento del 15% en el esfuerzo que provoca la licuación como resultado del mejoramiento del sistema de transferencia de carga, mientras que Seed y Peacock (1971) encontraron un incremento del 35% en dicho esfuerzo al mejorar la preparación de la muestra y la técnica de la cabeza y la base.

1.5 Conclusiones

Durante algún tiempo, se consideró a los suelos *no cohesivos* como materiales estables y de bajo riesgo comparados con los suelos *cohesivos*, esta consideración es cierta para condiciones de carga sostenida de larga duración, sin embargo cuando se les somete a cargas dinámicas rápidas y repentinas, la situación se revierte.

Mientras que los suelos *cohesivos* exhiben más resistencia a la deformación o a la falla bajo cargas dinámicas de corta duración, la resistencia de los suelos *no cohesivos* tiende a disminuir

bajo cargas dinámicas (como las inducidas por un evento sísmico), en particular cuando se encuentran saturados y en estado suelto.

El fenómeno denominado "*licuación*" representa la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo debido a la aplicación de una carga repentina monotónica o cíclica y la nula posibilidad de la disipación inmediata de la presión de poro generada.

En este capítulo se realizó un análisis del mecanismo de la licuación de las arenas saturadas, de los factores que influyen en su ocurrencia y de los métodos de evaluación de laboratorio. Las principales conclusiones derivadas de dicho análisis son:

1. La licuación se produce por la combinación de una serie de factores inherentes tanto al suelo como a la carga inducida, los más importantes son:
 - a) Tipo de suelo
 - b) Compacidad relativa
 - c) Esfuerzo confinante inicial
 - d) Magnitud del esfuerzo repetido
 - e) Número de ciclos de esfuerzo
 - f) Estructura
 - g) Lapso de esfuerzo sostenido
 - h) Historia previa de deformaciones, y
 - i) Grado de saturación.

2. En laboratorio, el ensaye triaxial cíclico representa la técnica más utilizada para evaluar el comportamiento de la arena ante cargas dinámicas, sin embargo no reproducen fielmente las condiciones de esfuerzo a la que se somete al espécimen de suelo en campo y se pueden desarrollar heterogeneidades en la probeta. Por otro lado, el ensaye de con corte simple cíclico representa de mejor manera las condiciones de esfuerzo del espécimen de suelo en campo (condiciones de deformación plana), sin embargo tienen la desventaja de desarrollar una distribución irregular de los esfuerzos

verticales y de los esfuerzos cortantes debido a la aparición de esfuerzos cortantes en las fronteras verticales, así como la tendencia a generar pequeños movimientos de balanceo conforme cambia la dirección del esfuerzo, estos inconvenientes pueden ser minimizados al proporcionar las superficies de contacto adecuadas.

3. La selección de la sustancia química de inyección para mejorar las propiedades de los depósitos de suelo susceptibles a licuación se debe basar en los factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno.
4. Por lo anterior, es deseable que el análisis en laboratorio del comportamiento de los suelos estabilizados con sustancias químicas, sea con suelos provenientes de depósitos naturales con las características propias de un suelo con tendencia a sufrir dicho fenómeno, y bajo condiciones de ensaye que reproduzcan lo mas cercanamente posible las condiciones de esfuerzo a las que se somete a este suelo en campo.

1.6 Referencias

Ashour, M. y Norris, G. (1999). "Liquefaction and undrained response evaluation of sands from drained formulation," *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 8, pp. 649 - 658.

Bishop, A. W. (1971). " Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimen," *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, Cambridge, Mass.*, pp. 3 - 58.

Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review," *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 88, Harvard University, Cambridge, Mass.

Castro G. (1975). "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, GT6, pp. 551 - 559.

Castro G. y Poulos, S. J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, GT6, pp. 501 - 516.

Díaz Rodríguez, J. A. (1986). "Comportamiento sísmico de suelos granulares," DEPFI, UNAM, México.

Díaz Rodríguez, J. A. (1995). "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos," DEPFI, UNAM, México.

Drnevich, V. P. (1972). "Undrained cyclic shear of saturated sand," *Journal of the Soil Mech. and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM8, pp. 807 - 825.

Duncan, J. M., y Dunlop, P. (1969). "Behavior of soils in simple shear test," *Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México*, Vol. 1, pp. 101 - 109.

Evans, M. D. y Zhou, S. (1995). "Liquefaction behavior of sand gravel composites," *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 3, pp. 287 - 298.

Finn, W. D., Bransby, P. L., y Pickering, D. J. (1969). "Effect of strain history on the liquefaction of sand," *Journal of the Soil Mech. and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM6, pp. 1917 - 1934.

Finn, W. D., Pickering, D. J., y Bransby, P. L. (1971). "Sand liquefaction in triaxial and simple shear test," *Journal of the Soil Mech. and Foundations Division, ASCE*, No. SM4, Abril, pp. 639 - 659.

Hobbs, W. H. (1907). *Earthquakes*, D. Appleton Co., New York.

Ishihara K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes," *Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Cal.* Vol. 1, pp. 321 - 376.

Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.

Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*, Clarendon Press, Oxford.

Ishihara, K., y Li, S. (1972). " Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test," *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 12, No. 1, pp. 19 - 39.

Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., y Kamada, K. (2001). "Recent studies on liquefaction resistance of sand - effect of saturation," *Proceedings: Four International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn*, Keynote Lecture, San Diego, Cal., pp. 1 - 7.

Ishihara, K., y Yamazaki, F. (1980). " Cyclic simple shear test on saturade sand in multi-directional loading," *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 20, No. 1, pp. 45 - 59.

Kammerer, A. M., Wu, J., Riemer, M., Pestana, J. M., y Seed, R. B. (2001). "Use of cyclic simple shear testing in evaluation of the deformation potential of liquiefable soil," *Proceedings: Four International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn*, paper No. 120, San Diego, Cal.

Kjellman, W. (1951). "Testing the shear strength of clay in Sweden," *Geotechnique*, No. 2, pp. 225 - 232.

Konrad, J. M. (1993). "Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression test," *Géotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp. 69 - 89.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, N. J.

Ladd, R. S. (1974). "Specimen preparation and liquefaction of sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT10, pp. 1180 - 1184.

Mulilis, P.J., Seed, H.B., y Chan, C. (1975), "The effect of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sand," *Report: Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

Mulilis, P.J., Seed, H.B., Chan, C., Mitchell, J. K., y Arulanandan, K. (1977), "Effect of sample Preparation Method on Sand Liquefaction," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, No. 103, Vol. 2, pp. 91-109.

Norris, G., Siddharthan, R., Zafir, Z., y Madhu, R. (1997). " Liquefaction and residual strength of loose sands from drained triaxial test," *Rep. No. CCEE R - 95 - 2*, prepared for U. S. Army Corps of Engineers, Civil Engineering Department, University of Nevada Reno.

O'Reilly M. P. y Brown, S. F. (1991). *Cyclic Loading of Soils: From Theory to Desing*. Edits. Blackie y Van Nostrand Reinhold, Londres y Nueva York.

Peacock, W. H. y Seed, H. B. (1968). "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, No. SM3, pp. 689 - 708.

Pillai, V. S. y Byrne, P. M. (1994). "Effect of overburden pressure on liquefaction resistance of sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp. 53 - 60.

Poulos, S. J. (1981). "The steady state of deformation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 107, pp. 553 - 562.

Poulos S. J. (1988). "Strength for static and dynamic stability analysis," *Proceedings of Conference on Hydraulic Fill Structures*, ASCE, Fort Collins, N. Y. pp. 452 - 474.

Poulos, S. J., Castro, G., y France, J. W. (1985). "Liquefaction evaluation procedure," *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp. 772 - 792.

Rollins, K. M. y Seed, H. B. (1990). "Influence of buildings on potential liquefaction damage," *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 2, pp. 165 - 185.

Roscoe, K. H. (1953). "An apparatus for the application of simple shear to soil samples," *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 186 -191.

Schofield, A. N. y Wroth, C. P. (1968), *Critical state soil mechanics*, Mc Graw-Hill, London.

Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, GT2, pp. 201 - 255.

Seed, H. B. (1983). "Earthquake resistant desing of earth dams," *Proceedings of Symposium of Seismic Desing of Embankments and Caverns*, ASCE, Vol. 1, New York, pp. 41 - 64.

Seed, H. B., Arango, I., y Chan, C. K. (1975). "Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes," *Report No. EERC 75-28*, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, CA.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97 No. SM9, pp. 1249 - 1273.

Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading," *Journal of Soil Mechanics and Fondation Division*, ASCE, Vol. 92, SM6, pp. 105 - 134.

Seed, R. B. y Harder, L. F. (1990). "SPT - based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength," *Proceedings of Memorial Symposium of H. B. Seed*, Vol. 2, pp. 351 - 376.

Silver, M. L., y Seed, H. B. (1971). "Deformation characteristics of sand under cyclic loading," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, No. SM6, Agosto, pp. 1081 - 1098.

Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S., y Okamoto, M. (1986). "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sand for different sample preparation methods," *Soils and Foundations, JSSMFE*, Vol. 26, No. 3, pp. 23 - 41.

Tatsouka, F., Pradhan, T. B. S., y Yoshi-ie, H. (1989). "Cyclic undrained simple shear testing method for soils," *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 12, No. 4, pp. 269 - 280.

Terzaghi, K., Peck, R. B., y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, USA.

Vaid Y. P., Chung, E. K. F., y Kuerbis, R. (1989). "Preshearing and undrained response of sand," *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 4, pp. 49 - 61.

Vaid, Y. P. y Sivathayalan, S. (1996), "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 281-289.

Vaid, Y. P. y Sivathayalan, S. (2000). "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 592-606.

Vaid, Y. P. y Tomas J. (1995). "Liquefaction and post liquefaction behavior of sand," *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 2, pp. 163 - 173.

Wang, W. (1979). "Some findings in soil liquefaction," *Report: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China.

Youd, T. L., Idriss, I. M. y colaboradores (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils," *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 127, No. 10, pp. 817 - 833.

2

LA INYECCIÓN DE SUSTANCIAS QUÍMICAS EN LOS SUELOS

2.1 Introducción

La práctica de la inyección de sustancias químicas (chemical grouting), con el objeto de mejorar las propiedades mecánicas de los suelos, es relativamente reciente si la comparamos con respecto a la edad de la práctica de la ingeniería civil. En los últimos años y debido a los avances de la investigación en este respecto, su uso se ha incrementado de forma importante. Cada vez surgen nuevos materiales y nuevas técnicas para la inyección de los suelos y como consecuencia, también surgen propuestas para el análisis de la efectividad de los procesos en campo. Lo anterior se ha conjuntado para hacer de la técnica de la inyección de los suelos, una alternativa confiable en la construcción de obras de ingeniería sobre suelos poco competentes.

En el presente capítulo se realizará un breve análisis del estado actual de la práctica de la inyección de los suelos, con énfasis en la inyección de sustancias químicas debido al objetivo central del presente trabajo de investigación.

2.2 Antecedentes

La inyección de mezclas (*grouting*) es un procedimiento en el cual una mezcla penetra en los vacíos, cavidades y fisuras de los suelos o de las formaciones rocosas con el objeto de mejorar sus propiedades, específicamente reducir su permeabilidad, incrementar su resistencia o disminuir su deformabilidad.

La técnica de inyección así como la forma en la que la sustancia penetra en los vacíos del suelo, depende del tipo de material utilizado, que a su vez, está en función del tipo de suelo a inyectar. En términos generales, las mezclas de inyección se agrupan en: a) mezclas de cemento, b) mezclas de cemento - arcilla, c) mezclas de arcilla, d) mezclas de arcilla con productos químicos, e) mezclas químicas (*chemical grouting*) y f) mezclas de emulsiones bituminosas.

2.2.1 Historia

Fue en 1802 cuando el ingeniero francés Charles Berigny realizó la primera aplicación de la técnica de inyección en el refuerzo de la masa de suelo (Glossop, 1968). La Fig. 2.1 ilustra el equipo diseñado con el objeto de introducir una mezcla de arcilla plástica en sustitución del suelo erosionado debajo de la cimentación de una esclusa en el puerto de Dieppe, Francia. La técnica llamada "*bomba a percusión*", consistía en la introducción de la mezcla de arcilla dentro de un cilindro de madera de 8 cm de diámetro interior, sobre la cual se colocaba un pistón de madera. La arcilla era forzada a penetrar en el subsuelo por medio de la aplicación de golpes al pistón con un martillo pesado. Esta operación se repetía hasta que la arcilla cubría el espacio del suelo erosionado.

La técnica se utilizó en Estados Unidos por primera vez en el año de 1845. El ingeniero W. E. Worthen inyectó una mezcla de cemento (mortero) bajo la cimentación de un canal de excedencias, y en 1854 para el refuerzo de un estribo de mampostería.

W. R. Kinniple experimentó con la inyección sobre suelos granulares gruesos (gravas), usó mezclas de arcilla o cemento y un equipo similar al utilizado por Berigny (Nonveiller, 1989) con el objeto de detener el flujo bajo las presas Damietta y Rosetta en la desembocadura del río Nilo en el Mediterráneo en 1886.

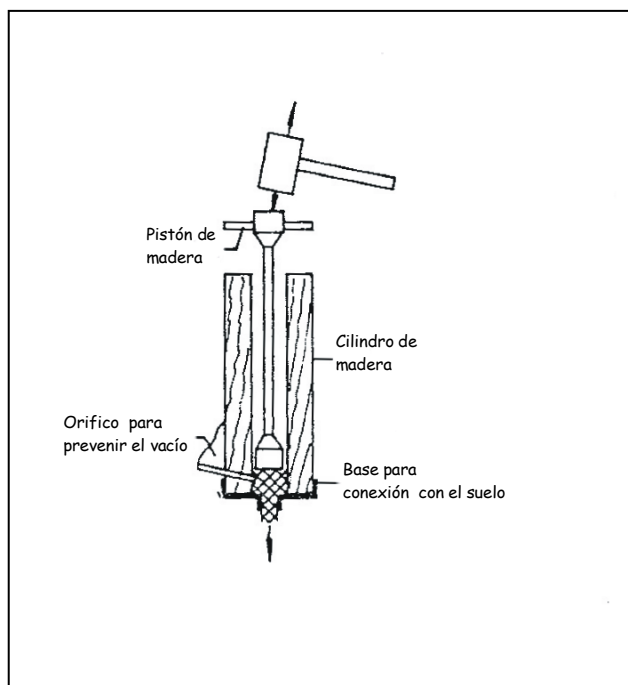


Fig. 2.1 Bomba a percusión utilizada por Berigny (Nonveiller, 1989)

Entre los años 1900 y 1920, se observó un importante desarrollo en las técnicas de inyección debido a la sustitución de las bombas de madera por bombas de acero. Posteriormente, durante la Segunda Guerra Mundial, se avanzó con el uso de bombas hidráulicas de alta presión con control independiente de la misma y de la descarga. En esa época, se mejoró el conocimiento al respecto de las presiones de inyección, de las características de las mezclas de cemento, del espacio entre los puntos de inyección, etc., sin embargo los trabajos se limitaban al sellado de rocas fisuradas y a la estabilización de suelos granulares gruesos y sueltos.

En 1926 el ingeniero alemán Dutchman H. Joosten inventó una mezcla de inyección de materiales químicos a base de soluciones puras, este hecho representó el inicio de la práctica de la inyección de sustancias químicas para el mejoramiento de los suelos. El sistema original

se podía aplicar en gravas y en arenas gruesas a medias, sin embargo la técnica aun está vigente y consiste en la aplicación de inyecciones sucesivas de silicato de sodio de alta concentración, seguida inmediatamente de la inyección de una sal (cloruro de calcio), que al entrar en contacto forman instantáneamente un gel.

La principal característica de la inyección química es el uso de soluciones de baja viscosidad inicial y conforme transcurre el tiempo cambia su consistencia a la de un gel.

El crecimiento en la práctica y en la investigación al respecto de la técnica, ha permitido el uso de la inyección bajo condiciones variadas, mejorando cada vez más los procedimientos y la calidad de los materiales, sin embargo, la diversidad de los fenómenos que rigen el comportamiento de los suelos y la heterogeneidad de los mismos obligan a continuar con la investigación y búsqueda de nuevos productos y técnicas de inyección.

2.3 Materiales de inyección

Los materiales utilizados para la inyección de los suelos tienen orígenes diversos, van desde los morteros plásticos y las suspensiones de cemento hasta los aditivos en agua, las soluciones químicas, las resinas, las espumas artificiales y las emulsiones bituminosas. Esta variedad de productos se divide en dos grupos principales: a) suspensiones y b) soluciones y su elección depende de las características del suelo y las condiciones de trabajo.

La diferencia entre una suspensión y una solución se da a partir de su comportamiento reológico, es decir las lechadas de partículas o suspensiones son fluidos de Bingham y las lechadas sin partículas o soluciones son fluidos newtonianos. Las suspensiones se inyectan en las rocas fisuradas y en medios granulares de alta porosidad. Los morteros que se componen de arena gruesa, cemento y algún plastificante, se utilizan para llenar grandes cavidades, mientras que las soluciones se utilizan para mejorar los suelos granulares finos en los que las suspensiones no pueden penetrar.

2.3.1 Suspensiones

Los ingredientes utilizados para la preparación de suspensiones de inyección son: el cemento (C), la bentonita (B), la arcilla (CL), la arena (S), los aditivos para la estabilidad y el agua (A). Dependiendo de los ingredientes utilizados se pueden dividir en: a) suspensiones de cemento, b) suspensiones de cemento - bentonita, c) suspensiones de arcilla - cemento y d) suspensiones de arcilla.

Suspensiones de cemento. Consisten únicamente de cemento y agua o pueden estar compuestos de agua, cemento y de otro material que reaccione químicamente con el cemento y modifique temporalmente sus propiedades. El material más utilizado es el cemento Pórtland ordinario y presenta una ventaja sobre la mayoría de los materiales de inyección debido a su disponibilidad, facilidad en el manejo y las altas resistencias alcanzadas. Por otro lado, el tamaño de sus partículas limita su uso para suelos con permeabilidades mayores de 10^{-3} m/s.

El parámetro de diseño más importante es la relación agua cemento (A/C). La relación más utilizada para la inyección de los suelos varía de 0.8:1 a 5:1. Debido a la inestabilidad de las mezclas puras de cemento, se sabe que la velocidad de flujo disminuye rápidamente con el incremento de la distancia con respecto al punto de inyección y que las partículas se asientan a una tasa que disminuye con la disminución de la relación A/C, debido a esto, se recomienda como práctica general que al inicio del proceso de impregnación se utilice una mezcla de consistencia fluida (con relaciones A/C de 10:1 a 15:1), con el objeto de observar el comportamiento de la operación en campo y evitar obturaciones de los vacíos que dificulten el procedimiento posterior de la inyección.

La Fig. 2.2 ilustra el efecto que tiene la relación A/C en los factores que influyen en el comportamiento de la pasta de cemento, en ella se observa que a mayor relación A/C existe mayor tendencia al sangrado, la resistencia disminuye, incrementa la posibilidad de la contracción y la durabilidad disminuye. Las mezclas de menor relación agua cemento tienen un comportamiento contrario, es decir, desarrollan una menor segregación y se obtienen mayores resistencias, sin embargo son más difíciles de inyectar.

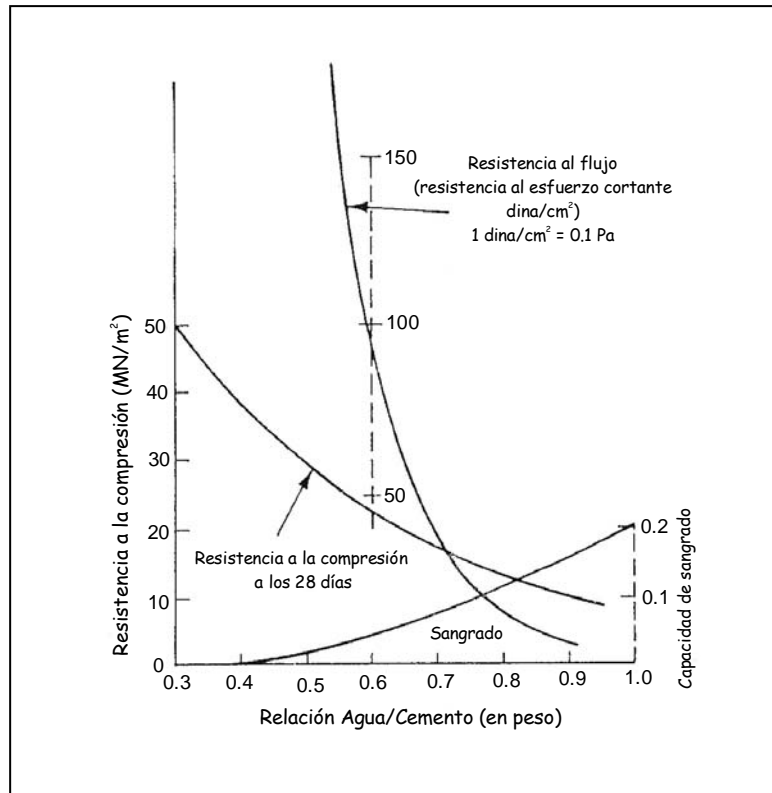


Fig. 2.2 Influencia de la relación A/C en diversas propiedades de la mezcla de cemento (Littlejohn, 1982).

Entre los materiales que se pueden agregar a la mezcla de cemento para controlar sus propiedades físicas se encuentran: a) los *acelerantes*, compuestos por cloruro de calcio, carbonatos e hidróxidos, y que como su nombre lo indica, reducen el tiempo de fraguado, se utilizan en climas fríos; b) los *retardantes (lignitos)*, aumentan el tiempo de fraguado y se utilizan en climas cálidos; c) los *lubricantes* son agentes de superficie activa que mejoran la fluidez de la mezcla sin modificar la relación A/C, de entre estos se encuentran los lignosulfatos de sodio, calcio y amonio; d) los *compuestos coloidales*, que cuando se agregan a la mezcla, actúan como espesantes, por lo que incrementan el requerimiento de agua en la mezcla para una consistencia dada, sin embargo, en mezclas fluidas reducen significativamente el sangrado y la segregación, el material más común para este propósito es la sílice.

Suspensiones de cemento- bentonita

La bentonita se utiliza para mejorar la estabilidad y la penetración de la mezcla de cemento, es decir, cuando la bentonita se mezcla con cemento y agua, se produce un cambio químico que va de bentonita sódica a bentonita cálcica, esto produce flóculos gelatinosos de gran tamaño que previenen la sedimentación de las partículas de cemento. Debido a su finura, la bentonita tiene una calidad de lubricante lo que permite bombear suspensiones de bajas relaciones A/C; sin embargo reduce la resistencia y aumenta la plasticidad.

Debido a la dificultad de obtener una mezcla perfecta entre el cemento y la bentonita, se tiene el riesgo de que la bentonita se separe del cemento durante la operación de la inyección, dejando vacíos o fisuras llenas únicamente de bentonita.

Suspensiones de arcilla - cemento

Son mezclas de cemento Pórtland cuya relación A/C comúnmente utilizada es del orden de 10:2.5, a la que se le agrega un lodo de arcilla. Éstas se utilizan en proyectos de inyección en donde el principal propósito es restringir el movimiento del agua, sin embargo debido al tamaño de las partículas de cemento, se aplica en suelos de permeabilidades mayores a 10^{-3} m/s.

La función de la arcilla dentro de la pasta de cemento es aumentar el contenido de finos (con lo que se mejora la capacidad de penetración en el terreno), reducir el consumo de cemento y mejorar la estabilidad y viscosidad de la suspensión.

Debido a la facilidad de la arcilla para formar geles dentro de la mezcla, se frena significativamente la sedimentación de la suspensión y se reduce el sangrado. Esta estabilidad es directamente proporcional a la calidad de la arcilla y su proporción dentro de la pasta de cemento. Por ejemplo se requiere una pequeña cantidad de arcilla para que la mezcla fragüe sin aumento de agua, esta situación es especialmente buscada debido a que este tipo de mezclas ocupan la totalidad de los vacíos del suelo.

El desarrollo de la resistencia de estas mezclas es lento y no se tiene un tiempo de curado bien definido.

Mezclas de arcilla

La arcilla natural es una buena opción para utilizarla como mezcla de inyección en los casos en los que se requiere un ahorro económico. El tipo de arcilla utilizada para estos propósitos es aquella en la que los límites líquidos son mayores del 60%, esto debido a la presencia de partículas de suelo gruesos, es decir, entre más grande sea el contenido de los minerales de arcilla en el depósito, éste tendrá las mejores condiciones para emplearlo como material de inyección.

2.3.2 Soluciones de inyección

La inyección química (*Chemical Grouting*) es el proceso por el cual se inyecta al suelo una solución¹ químicamente reactiva, que al inicio del proceso se comporta como un fluido, y después de un cierto intervalo de tiempo, se transforma en un sólido, un semisólido o un gel.

Este proceso surgió debido a la necesidad de mejorar las propiedades de los depósitos de suelo y de roca en los que los tamaños de los poros son reducidos, y en donde la inyección con mezclas de cemento resulta imposible, sin embargo, debido a la complejidad de los materiales utilizados el proceso de inyección requiere de equipos especializados y de capacitación adecuada en su manejo.

La técnica tiene ciertas ventajas comparada con la inyección de suspensiones de cemento o arcilla, de entre las más importantes destacan la posibilidad de conseguir mezclas de muy baja viscosidad y el que no contienen partículas en suspensión, lo que permite emplearlas en suelos cuyos poros son tan pequeños como para que puedan ser impregnados con suspensiones de cemento o arcilla, o cualquier otra mezcla que tenga partículas en suspensión.

¹ Una solución es una mezcla resultante de disolver un sólido, un líquido o un gas en un líquido. Una suspensión consiste en un estado en el cual las partículas se mezclan en un fluido pero que no se deshacen en él.

El objetivo inicial de la inyección química fue reducir el flujo de agua en los suelos, sin embargo, el avance en la técnica y la creación de nuevos productos ha permitido ampliar sus objetivos al incremento de la resistencia y disminución de la compresibilidad.

Actualmente se utilizan productos de distintos orígenes para la fabricación de las soluciones de inyección, la elección del mismo depende de las características del depósito y de las propiedades fundamentales de la sustancia. Debido a ello se considera que, previo a la descripción de las sustancias de inyección más comunes, se analicen dichas propiedades.

2.3.2.1 Propiedades de las soluciones de inyección

De acuerdo con Karol (1982), las propiedades de las mezclas de inyección químicas se dividen en propiedades mecánicas y propiedades químicas, dentro de las primeras se encuentran la permanencia mecánica, la penetrabilidad y la resistencia. Las propiedades químicas más importantes son: la permanencia química (sensitividad), el tiempo de gel, la viscosidad y la toxicidad.

Permanencia mecánica. Se define como la habilidad de la solución a mantenerse cuando se encuentra expuesta a condiciones de ambientes hostiles. Cualquier mezcla de inyección química que contenga agua que no esté químicamente enlazada a las partículas de la misma, y que se somete a ciclos alternados de congelamiento - deshielo o humedecimiento - secado, tiende a sufrir un deterioro mecánico. La velocidad con la que ocurre dicho deterioro depende de la cantidad de agua libre disponible y del grado de secado o de congelamiento. Ensayes de laboratorio demuestran que un deterioro significativo del gel comienza a partir del cuarto o sexto ciclo de cambio en las condiciones ambientales. Sin embargo se debe tomar en cuenta que en laboratorio se pueden reproducir condiciones más severas de las que realmente existen en campo, ya que el secado completo ocurre con frecuencia en zonas cercanas a la superficie del terreno, y la influencia del congelamiento se extiende hasta aproximadamente 1.5 a 3.0 m debajo del nivel de aguas freáticas.

Los geles que impregnan suelos sobre el nivel de agua freática, contienen grandes cantidades de agua no enlazadas y se contraen cuando se exponen a la desecación, así mismo, el flujo de agua a través de las zonas que no están perfectamente selladas provoca la lixiviación de algunos elementos químicos dentro del gel que no están enlazados, ocasionando el deterioro gradual del mismo.

Penetrabilidad. Se define como la capacidad de las mezclas de inyección a penetrar en las formaciones rocosas o depósitos de suelo. Esta propiedad depende de la viscosidad de la muestra y del tamaño de los poros del suelo. En la práctica, la relación entre estos dos factores se da a través de la viscosidad de la solución y de la permeabilidad del suelo.

Con base en el tipo de suelo y el objetivo del proceso de inyección, se puede clasificar la penetración de la mezcla de inyección en tres principales tipos: 1) por fracturamiento, 2) por impregnación y 3) por una combinación fracturamiento - impregnación

La "*penetración por fracturamiento*" involucra la inyección de una mezcla viscosa (por lo general a base de cemento) a grandes presiones, lo que ocasiona un fracturamiento controlado de las formaciones. La mezcla no penetra en las partículas individuales del suelo, formando lentes o capas de mezclas de inyección. La resistencia del suelo incrementa principalmente debido al endurecimiento de los lentes de mezcla. Esta técnica se utiliza en casos excepcionales, es decir cuando se requiere incrementar la capacidad de carga de los suelos blandos y sueltos, en el nivelado de las cimentaciones y en la formación de capas impermeables (Caron, 1982).

Las fracturas pueden formarse en cualquier dirección. En una masa de suelo homogéneo, con la superficie de terreno horizontal, el esfuerzo principal menor es un esfuerzo horizontal, por lo que las fracturas se desarrollan principalmente en dirección vertical. Posteriormente, con el aumento de la compactación lateral por el relleno de las fracturas, pueden desarrollarse fracturas horizontales, obteniendo al final un esqueleto formado por la mezcla de inyección (Fig. 2.3).

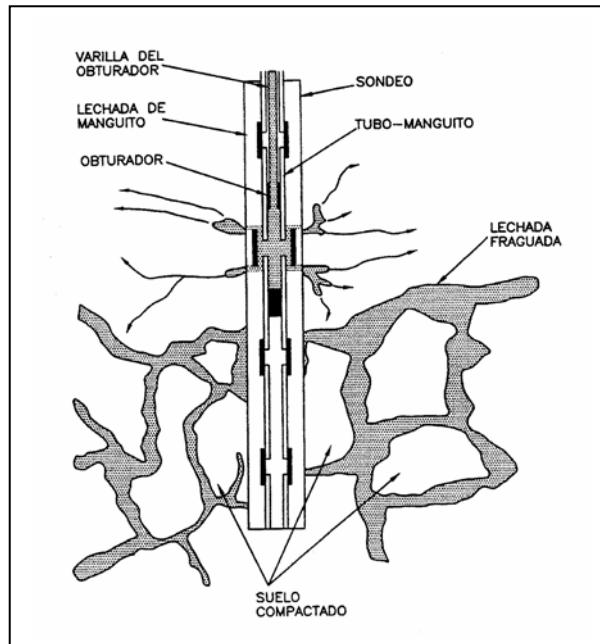


Fig. 2.3 Esquema de la inyección por fracturamiento (Kutzner, 1996)

El fracturamiento aparece cuando se excede un determinado valor de la presión en la tubería de inyección, que depende de las características del suelo y del espesor del recubrimiento. El valor de dichas presiones se puede calcular a través de las siguientes ecuaciones dadas por (Kutzner, 1996):

$$p_o = \frac{U \cdot h}{m - 1} + c \quad (2.1)$$

Para suelos cohesivos, y

$$p_o = \frac{U \cdot h}{m} (1 + \text{sen} \phi) \quad (2.2)$$

Para suelos no cohesivos, en donde:

p_o = presión de fracturamiento (Mpa)

U = peso unitario del suelo (T/m^3)

h = distancia vertical desde la superficie (m)

ϕ = ángulo de fricción

c = cohesión (kPa)

$1/m$ = coeficiente de Poisson

La "penetración por impregnación" es la técnica en la que la mezcla de inyección es forzada a permear dentro de vacíos del suelo desplazando el agua y el aire contenido en los mismos, y sin alteración significativa de la estructura física del suelo. Los materiales mayormente utilizados para este propósito son los de tipo Bingham (compuestos de partículas en suspensión) como el cemento, la arcilla, la puzolana, la bentonita, y las mezclas de inyección química como los acrilatos, el silicato de sodio, los lignitos y las resinas fenoplásticas.

Las mezclas compuestas de partículas en suspensión son las menos caras, sin embargo su uso se limita a suelos compuestos de partículas gruesas, mientras que las mezclas químicas pueden penetrar a través de los poros de pequeño tamaño debido a su naturaleza líquida, su baja viscosidad y a la nula presencia de partículas en suspensión. En suelos fisurados, la abertura de las mismas permite la penetración de las mezclas de cemento, por lo que sólo en casos excepcionales se utilizan mezclas químicas, sin embargo, en suelos granulares existe la filtración de las partículas de cemento, siendo más pronunciada conforme incrementa la finura del suelo. En este caso, es necesario utilizar mezclas químicas en donde la viscosidad puede controlarse de tal forma que sea lo suficientemente baja como para impregnar suelos granulares finos.

Con el desarrollo de los materiales de inyección, se ha ampliado el rango de los suelos que pueden tratarse con esta técnica. La Fig. 2.4 muestra el rango de suelos que pueden ser tratados con la inyección por impregnación, en función de la granulometría del suelo.

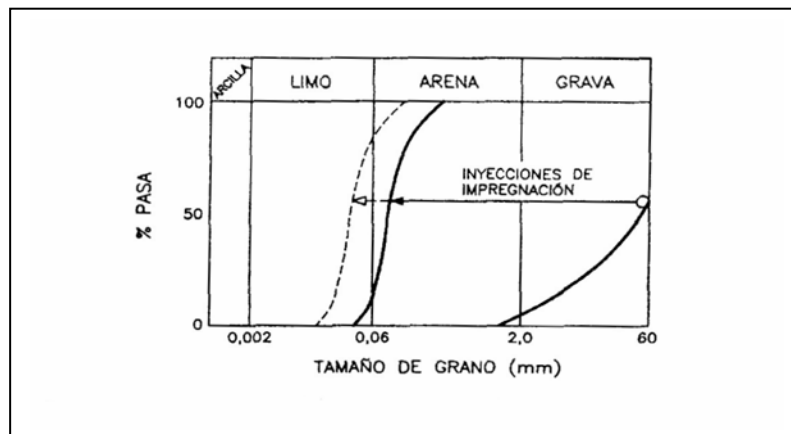


Fig. 2.4 Distribución granulométrica de los suelos que pueden ser tratados con inyecciones de impregnación

En función de la distribución granulométrica, la permeabilidad y la superficie específica de los suelos, Caron (1982) da las siguientes recomendaciones:

- a) Se pueden utilizar mezclas de tipo Bingham (compuestas de partículas en suspensión), como la arcilla - cemento o la bentonita - cemento, para impregnar suelos gruesos caracterizados por:

$$d_{10} > 0.5 \text{ mm}, \quad k > 10^{-3} \text{ m/s}, \quad S > 10 \text{ cm}^{-1}$$

- b) Se utilizan soluciones coloidales o prepolímeros, como los geles de sílice o lignocromos, los taninos, los coloides orgánicos y minerales y los poliuretanos para impregnar suelos de granulometría media:

$$0.02 < d_{10} < 0.5 \text{ mm}, \quad 10^{-3} > k > 10^{-5} \text{ m/s}, \quad 100 > S$$

- c) Las soluciones puras como las acrilamidas, los fenoplásticos y los aminoplásticos, se pueden utilizar para tratar suelos muy finos caracterizados por:

$$d_{10} < 0.02 \text{ mm}, \quad k < 10^{-5} \text{ m/s}, \quad S < 1000 \text{ cm}^{-1}$$

El límite entre el uso de la mezcla de cemento y la mezcla química está muy definido, ya que cuando el suelo es muy fino, las mezclas de cemento solo pueden proceder por fracturamiento; por otro lado la división entre los geles y las resinas no es muy clara debido a que la única diferencia entre estos es su viscosidad, sin embargo, desde el punto de vista de su aplicabilidad en campo, ésta se puede compensar ajustando la tasa de bombeo. Es posible, por ejemplo, tratar arenas finas de permeabilidad $k = 10^{-6}$ m/s con geles de sílice ajustando la velocidad de bombeo a menos de 100 l/hora.

En la penetración por "fracturamiento - impregnación", la mezcla se inyecta a grandes velocidades (a través del incremento en la presión) provocando que no penetre por impregnación real, sino que lo haga a través de una combinación entre fracturamiento e impregnación. Bajo el efecto de la presión de inyección, se crean una serie de fracturas en forma de disco alrededor de la perforación, y la mezcla de inyección química penetra

dentro del suelo a través de la mismas (Fig 2.5). Con tasas de bombeo altas ($0.5 \text{ m}^3/\text{hora}$), se pueden obtener dos o tres discos de 50 a 60 cm de diámetro, en pasos de 33 cm.

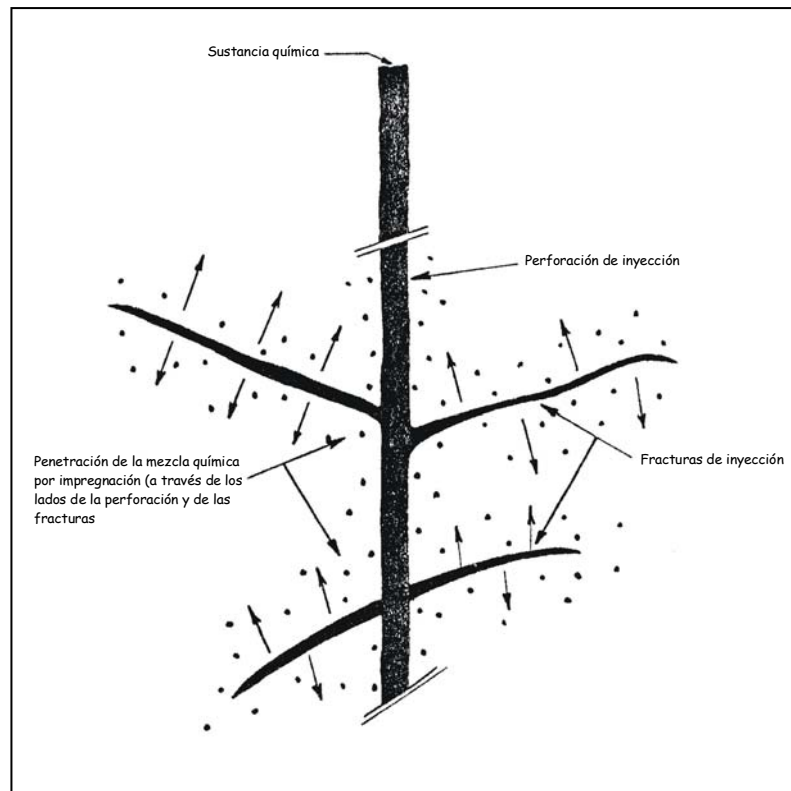


Fig. 2.5 Inyección por fracturamiento - impregnación (Caron, 1982)

Este tipo de tratamiento se utiliza cuando se quieren obtener zonas de impermeables, sin embargo, cuando el objetivo es modificar las características de consolidación de los suelos, el fracturamiento con gel forma planos débiles dentro de la masa de suelo, y por lo tanto, en estos casos es preferible usar resinas acuosas como mezclas de inyección.

Una de las principales preguntas a responder desde el punto de vista de la penetración de la sustancia en los suelos es, por lo tanto, qué probabilidad existe de que el suelo en cuestión sea inyectable. Un suelo inyectable es aquél que, bajo los límites de presión prácticos, acepta la inyección de una cierta sustancia química a una velocidad de flujo admisible y por tanto, haga el proyecto económicamente factible. Ya que por ejemplo la permeabilidad de las arenas inyectables puede variar en un rango de hasta 3 o 4 órdenes de magnitud, es decir, puede ir

desde 1 cm/s para arenas limpias, hasta 10^{-4} cm/s para arenas limosas que contengan aproximadamente 20% de material que pasa la malla No. 200.

Hayward (1982) estudió la penetrabilidad de las mezclas químicas en depósitos de suelos granulares. La Fig. 2.6 muestra dicho parámetro en función de la distribución de tamaños de los suelos.

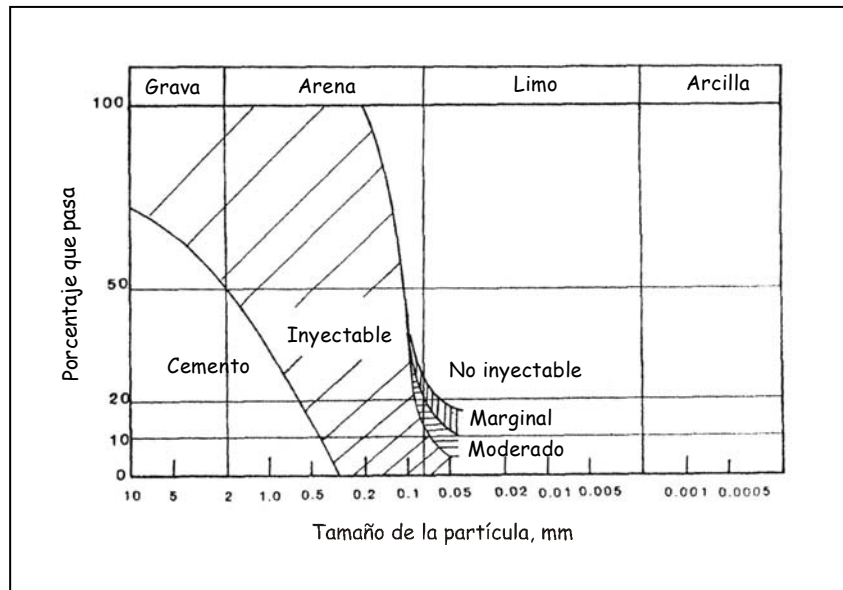


Fig. 2.6 Rango de tamaños para los suelos químicamente inyectables (Hayward, 1982)

Con base en esta gráfica y la permeabilidad del suelo, Hayward estableció que los suelos cuya permeabilidad está dentro del rango de 10^{-1} cm/s son fácilmente inyectables, los suelos con permeabilidades en el rango de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s son moderadamente inyectables, y cuando los suelos tienen una permeabilidad de entre 10^{-4} a 10^{-5} se consideran marginalmente inyectables, sin embargo desde un punto de vista práctico pueden considerarse como inyectables. Los suelos con permeabilidades de 10^{-5} cm/s o menor, son prácticamente no inyectables. Así mismo menciona que se considera como una regla que los suelos con un contenido de finos de menos del 12% (material que pasa la malla 200), son fácilmente inyectables, los suelos con contenidos de finos de entre 12% y 20% son moderadamente inyectables, y los suelos con contenidos de finos de entre 20% y 25% son marginalmente inyectables.

Resistencia de la mezclas químicas de inyección. Las mezclas químicas de inyección (excepto las resinas epóxicas, el poliéster y algunos poliuretanos), tienen poca resistencia comparados con las mezclas de cemento, y la resistencia de la mezcla pura es de interés puramente académico y de investigación. Por otro lado, es de mayor interés la resistencia de las formaciones de suelo inyectadas con mezclas químicas.

Las mezclas de inyección que desplazan completamente el fluido en los poros del suelo, forman una red continua pero abierta y no uniforme que une o enlaza a los granos del suelo, incrementando la oposición al movimiento relativo de las partículas y por lo tanto agregando resistencia a la masa de suelo. Si se forman lentes o fisuras de material de inyección, se incrementa la resistencia al cortante, dependiendo del grado en el cual estos lentes se entrelazan.

La mayoría de las aplicaciones de la inyección química se realizan debajo del nivel freático, y por lo tanto el secado completo casi nunca ocurre. Debido a ello, el factor de resistencia más significativo es la resistencia húmeda, o sea la resistencia del suelo estabilizado que permanece inmerso en la formación saturada.

La mayoría de la literatura al respecto de la resistencia de los suelos impregnados presenta resultados en términos de la resistencia seca. Cuando el agua que contiene la mezcla de inyección se pierde con el secado, la matriz de suelo inyectado se contrae, induciendo entre los granos fuerzas análogas a las fuerzas de tensión capilar pero regularmente mayores, incrementado por este motivo la resistencia al movimiento relativo de los granos y ayudando a la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo, este fenómeno conlleva a subestimar los valores de resistencia obtenidos en laboratorio con respecto a los de campo.

Otros factores que influyen en la resistencia de la masa de suelo inyectada son el peso unitario, el tamaño promedio de los granos y la distribución de tamaños de los granos de suelo. En general, la resistencia se incrementa con el incremento del peso unitario y con la disminución del tamaño efectivo de los granos. Con un suelo bien graduado se obtienen mayores resistencias que con un suelo uniforme del mismo tamaño efectivo del grano.

En términos generales se sabe que el incremento en la resistencia de los suelos granulares inyectados se debe principalmente al pequeño incremento en la cohesión mientras que el ángulo de fricción permanece o disminuye ligeramente. Sin embargo, en el presente proyecto de investigación se observó que la resistencia del suelo inyectado está influenciada por las condiciones de esfuerzo iniciales y la estructura de la masa de suelo (en particular de la compacidad relativa), y que existe una combinación tal de estos factores en el que la resistencia está significativamente influenciada por la combinación de la fricción y el incremento en la cohesión por la impregnación con la sustancia química.

La base experimental de esta afirmación se expone en el Capítulo 4 de este proyecto, y en el mismo, se profundiza al respecto de la resistencia de los suelos químicamente estabilizados.

Permanencia química. El deterioro químico de las mezclas de inyección puede ocurrir si las sustancias reaccionan a elementos del suelo o del agua freática para formar compuestos solubles. Por ejemplo, un pH elevado en el agua freática puede ser muy destructivo para las mezclas de silicato de sodio, ya sea evitiendo la formación del gel o degradando la mezcla con el tiempo. Por otro lado un pH bajo puede acelerar el fraguado en las mezclas de silicato de sodio mientras que un efecto contrario se obtendría en mezclas de acrilamida o acrilatos.

La presencia de materia orgánica tanto en la masa de suelo como en el agua freática pueden tener un efecto dramático en los tiempos de gel y en la calidad de la mezcla de inyección.

Así mismo, es también importante establecer las direcciones y las tasas del flujo de agua con el objeto de distinguir el agua de precolación del agua freática, identificar la presencia de presiones artesianas, y estimar los posibles efectos que sobre el programa de inyección pueden tener las fluctuaciones del nivel del agua freática.

Tiempo de gel. Se define como el intervalo de tiempo entre el mezclado inicial de los componentes de la sustancia de inyección y la formación del gel. Dicho parámetro es función de los componentes de la mezcla (activador, inhibidor y catalizador), de su volumen, de la tasa de flujo, las condiciones del agua freática y la temperatura. En la mayoría de las mezclas de

inyección, el tiempo de gel puede ser modificado al variar las concentraciones de sus componentes, existen ciertos productos en los que el intervalo de tiempo es muy grande, y otros en los que dicho intervalo es reducido.

Algunas mezclas químicas después de la catálisis mantienen una viscosidad constante hasta completar el periodo de inducción, posteriormente su estado cambia casi instantáneamente de un líquido a un sólido. Otros productos mantienen su viscosidad en un intervalo de tiempo menor e incluso otros productos incrementan su viscosidad desde el momento en que inicia la catálisis hasta la conversión a gel. La Fig. 2.7 muestra el incremento en la viscosidad con respecto al tiempo para las mezclas de inyección de tres productos comerciales utilizados para la estabilización química de los suelos. Se observa que la viscosidad al inicio de la formación del gel es aproximadamente el doble de la viscosidad al inicio de la catálisis para las mezclas de silicato de sodios, mientras que la viscosidad de las resinas es casi constante hasta el momento en el que comienza la formación del gel, este último proceso, una vez que inicia se lleva a cabo casi instantáneamente.

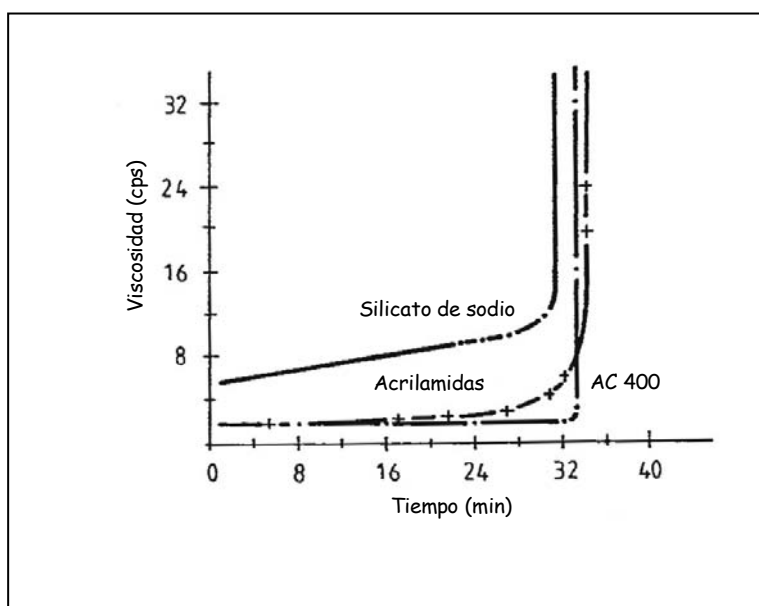


Fig. 2.7 Cambio en la viscosidad de las mezclas químicas con el tiempo (Nonveiller, 1989)

El tiempo de gel puede durar desde minutos hasta varias horas, dependiendo de la temperatura. En condiciones normales se usan tiempos de gel de 45 a 90 minutos, con el objeto de tener el tiempo suficiente para la realización adecuada de los procesos de mezclado,

bombeo y colocación de la mezcla. Cuando los tiempos de gel son menores de 30 minutos por ser el fraguado sensible a la temperatura, y la temperatura ambiente es alta, (más de 30° C), es recomendable el uso de sistemas de bombeo que permitan que los componentes de la sustancia se mezclen hasta la llegada al punto de estabilización.

En algunas suspensiones y soluciones de inyección la gelificación se acelera por la agitación, este fenómeno se conoce como *reopexia*, y puede ocasionar problemas serios durante los procesos de mezcla e inyección. Cuando una mezcla de inyección que sufre dicho fenómeno se inyecta al suelo a grandes presiones, la turbulencia generada en los vacíos puede ocasionar la formación prematura del gel obstruyendo y evitando el paso de mezclas posteriores dentro de la masa de suelo.

Toxicidad. Aún cuando la mayoría de los productos clasificados como tóxicos han sido retirados del mercado, el personal involucrado en el uso de las mezclas de inyección debe mantener las precauciones adecuadas, sobre todo en ciertos materiales que son o pueden convertirse en tóxicos si no son apropiadamente manejados.

El riesgo en la toxicidad de los productos de inyección se debe evaluar desde dos puntos de vista: el riesgo a la salud del personal operativo y el riesgo de contaminación del ambiente. Algunos materiales de riesgo se clasifican como tóxicos, neurotóxicos o cancerígenos, irritantes y corrosivos. En la práctica se recomienda seguir estrictamente las instrucciones de los fabricantes, realizar un trabajo de campo absolutamente limpio, y sobre todo realizar las pruebas de laboratorio con especímenes de suelo impregnados para evaluar el potencial tóxico de los lixiviados.

Viscosidad. Se define como la propiedad de un fluido a resistir el flujo o los esfuerzos cortantes internos y representa, junto con el tiempo de gel, uno de los factores más importantes que determinan la habilidad de la mezcla a fluir por los poros del suelo. La unidad común de la medida de la viscosidad es el centipoise, cP.² La viscosidad en las mezclas de

²Un centipoise (cP) es igual a 1 mPa·s. La viscosidad del agua a 20° C es igual a 1cP, mientras que la viscosidad de la miel, por ejemplo es de 10⁴ cP.

inyección química, puede ser controlada modificando la concentración de la partículas sólidas que intervienen su formación (Fig. 2.8).

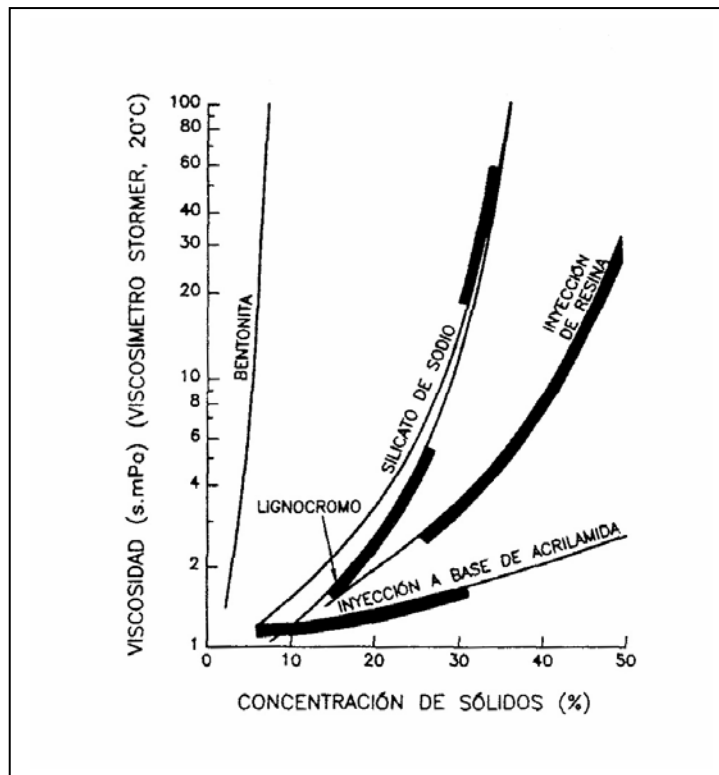


Fig. 2.8 Cambio en la viscosidad de las mezclas químicas con respecto a la concentración de sólidos (Bell, 1993)

Al ser un parámetro decisivo en la definición de la facilidad de impregnación del suelo, se han dado numerosas recomendaciones acerca de la relación entre la viscosidad de la mezcla y la permeabilidad del suelo que permita su eficiente impregnación, la Tabla 2.1 representa una relación conservadora entre estos parámetros.

Tabla 2.1. Relación entre la viscosidad del compuesto químico y la permeabilidad del suelo (Nonveiller, 1989)

Viscosidad de la solución o resina (cP)	Límite de la permeabilidad del suelo k (cm/s)
2	10^{-4}
5	10^{-3}
10	10^{-2}

Como regla general, se recomienda que si el suelo tiene una permeabilidad de 10^{-4} cm/s, la viscosidad de la mezcla de inyección sea de menos de 2 cP. Los suelos con permeabilidades de más de 10^{-3} cm/s, se pueden impregnar con mezclas químicas de 5 cP de viscosidad, y las mezclas de más de 10 cP de viscosidad, solo pueden penetrar en suelos con permeabilidades de más de 10^{-2} cm/s.

Bader *et al.*, (1982) demostraron que la distribución de las mezclas químicas con un tiempo de gel reducido sobre arenas secas es irregular en la región de impregnación, y los componentes de las distintas secuencias de inyección se combinaron unos con otros (Fig. 2.9), mientras que en una arena saturada a la que se le inyectó una mezcla con un tiempo de gel mayor, la distribución en la región fue más regular y no existió una combinación de los componentes de las distintas secuencias de inyección.

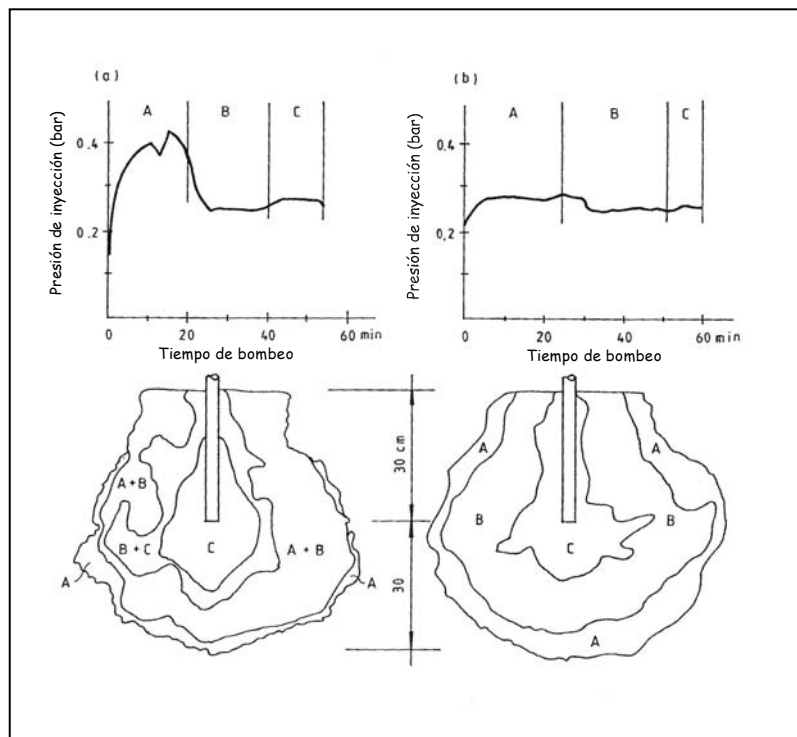


Fig. 2.9 Contornos de penetración en especímenes de suelo con mezclas de silicato coloreadas en forma diferente. (a) Presión de inyección, tiempo y colores en muestra de suelo seca, (b) en muestra de suelo saturada (Bader *et al.*, 1982)

Los resultados indican en primer lugar la variación entre el tiempo de gel de la sustancia pura y el tiempo de gel de la sustancia en el suelo impregnado, así mismo, en un suelo seco la

gelificación del compuesto inyectado no previene una posterior penetración de la inyección siguiente en la mezcla inyectada, es debido a la adherencia parcial de la mezcla a las partículas de suelo, y en consecuencia la nueva mezcla empuja y penetra dentro de las mezclas ya colocadas. Por otro lado, en un suelo saturado, la dilución de la mezcla con el agua ocasiona un efecto de lubricación, lo que permite un incremento en el tiempo de gel y una mejor distribución de la misma en la masa de suelo inyectada. Esta evidencia de laboratorio se confirma con la experiencia de campo, en donde un compuesto penetra eficientemente en el suelo, después de que ha iniciado la gelificación del suelo previamente inyectado.

Otros factores. La *sinéresis* es un fenómeno que se presenta en las mezclas químicas producido por la salida natural del agua presente en el gel. Si este fenómeno sucede en un grado importante, se formarían canales de percolación dentro de la masa de suelo inyectada.

Según Bell (1993) la mezclas a base de sílice exudan la mayor cantidad de agua al cabo de unas horas de fraguado y el proceso se estabiliza en unas 3 o 4 semanas.

El efecto de la sinéresis puede ser controlado aumentando la concentración de silicato en la mezcla y el coeficiente de neutralización. En la práctica, el valor de la sinéresis depende de la relación del volumen de la mezcla con el área superficial del suelo inyectado, siempre y cuando la unión del gel con la superficie sólida resista los esfuerzos de contracción interna y se reduzca así la variación del volumen de la mezcla. De este modo las mezclas susceptibles a sufrir el fenómeno no son aplicables en suelos granulares gruesos (Fig. 2.10).

Aspectos económicos. El precio de los diversos productos químicos de inyección puede variar dentro del rango de 1 a 20. El costo de la preparación de las soluciones y de la inyección puede variar en un rango de 1 a 3 para varios productos químicos, de tal forma que debe ser evaluado el costo total del proceso de inyección con el objeto de decidir la alternativa más conveniente.

El producto químico ideal para la inyección de los suelos debe satisfacer los siguientes requerimientos:

1. Debe consistir en un polvo soluble al agua (con el objeto de prescindir de los costos del transporte de un solvente)
2. Debe ser insensible a las condiciones de almacenamiento
3. No debe ser tóxica, corrosiva, explosiva, etc.
4. Debe tener una viscosidad baja y debe permanecer estable bajo condiciones normales de temperatura
5. Debe ser de bajo costo, incluyendo los reactivos y catalizadores
6. No debe ser sensible a la calidad del agua freática, y debe ser estable a un pH igual o mayor a 7
7. Deber formar un gel estable de alta resistencia

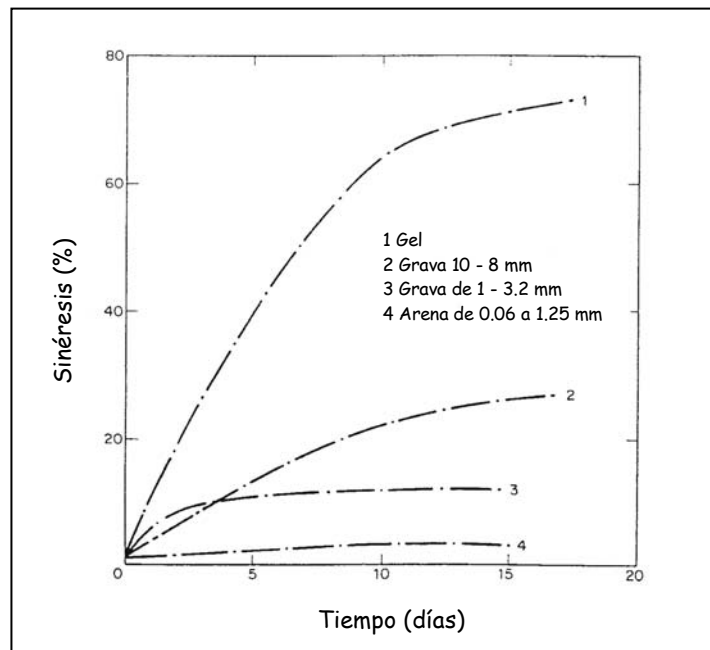


Fig. 2.10 Variación de la sinéresis en función de la granulometría, gel de sílice (Caron *et al.*, 1975)

Un solo producto difícilmente puede satisfacer todos estos requerimientos, sin embargo el análisis de cada uno de ellos puede guiar a la selección del más conveniente y que mejor se adapte a las condiciones del proyecto. Por otro lado, la búsqueda de nuevos productos de inyección se debe llevar a cabo tomando como base el análisis de dichos requerimientos. Así mismo, la elección de la mezcla de inyección utilizada en este proyecto, se basó en el cumplimiento de los mismos.

2.3.2.2 Tipos de mezclas de inyección química

Los productos que comercialmente se utilizan para la estabilización química de los suelos se pueden dividir en:

- a) Sistemas de silicato de sodio
- b) Acrilamidas
- c) Lignosulfonatos
- d) Fenoplásticos
- e) Aminoplásticos

La Fig. 2.11 muestra la capacidad de penetración de algunas mezclas de inyección en función del tipo de suelo.

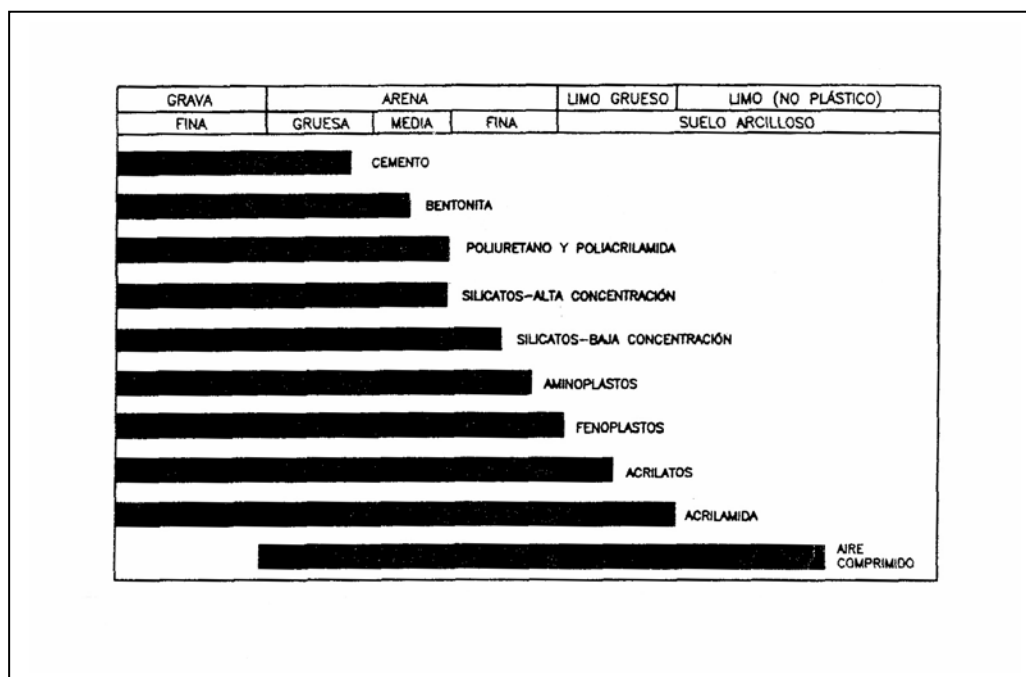


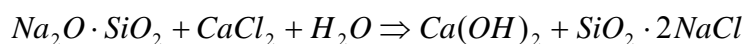
Fig. 2.11 Capacidad de inyección de algunas sustancias químicas (Karol, 1968)

Sistemas de silicato de sodio. La base más común de los geles de sílice es el silicato de sodio disuelto en agua. Comercialmente el producto se obtiene con diferentes pesos volumétricos, con diferente alcalinidad y diferente contenido de ácido silícico.

El silicato de sodio se distribuye comercialmente en forma de solución coloidal en agua. Uno de los parámetros más importantes es la relación sílice/álcali (n), ya que para valores de entre 3 y 4, se obtienen geles de gran adherencia.

El silicato de sodio se mezcla con un reactivo endurecedor orgánico (geles duros) o mineral (gel o espuma), en proporciones tales que se permita regular el tiempo de fraguado. Los reactivos minerales más utilizados para este propósito son el ácido clorhídrico (HCl), el cloruro de calcio (CaCl_2), el sulfato de cobre (CuSO_4) y las sales sódicas. Dentro de los reactivos orgánicos destacan diversos ésteres.³

El método Joosten, pionero en la inyección de mezclas de silicato de sodio en los depósitos de suelo, consiste en inyectar por separado silicato de sodio concentrado y cloruro de calcio, uno después del otro, formando rápidamente un gel en el momento en que entran en contacto. La formación del gel por este método tiene el siguiente proceso:



La resistencia del gel así como la de la mezcla de suelo inyectada, la proporciona el contenido de ácido silícico, por ejemplo, la resistencia conseguida con el método Joosten es máxima ya que se utiliza silicato de sodio concentrado a una densidad de 37 - 40 °Bé⁴ y una viscosidad de más de 50 cP.

En general las mezclas de silicato de sodio forman soluciones de impregnación cuyas viscosidades varían de entre 20 a 50 cP. Las soluciones de baja viscosidad se forman diluyendo el producto en agua. La sílice es un ácido débil, y por lo tanto el silicato de sodio es básico. La precipitación como gel de silicato se produce por neutralización con ácidos o sales ácidas. El tipo y la calidad de estos reactivos determina el grado de neutralización del álcali. La resistencia del gel aumenta con el aumento de la neutralización.

³ Un éster es un compuesto formado por la sustitución del hidrógeno de un ácido orgánico o inorgánico, por un radical alcohólico.

⁴ Bé: Beaumé es una denominación común de la densidad del silicato de sodio. 38 °Bé, corresponden a una densidad de 1.3 t/m³ a 20°C.

Investigaciones realizadas al respecto (Poremba, 1976), demuestran que se requiere de al menos 66% de neutralización para producir un gel duro. Durante el proceso de endurecimiento se produce una contracción del gel, con la expulsión del agua libre incluida disminuyendo el volumen del mismo (sinéresis). El cambio de volumen del gel después del endurecimiento completo es una medida de la calidad del mismo. La concentración de silicato de sodio debe ser entre un 40 y 60% incluso el 80%, para limitar el efecto de la sinéresis, y por consiguiente producir un gel resistente. Así mismo el tamaño de los poros influye sobre el fenómeno de la sinéresis, lo que puede obligar a tratar el terreno previo a la colocación del silicato de sodio con una lechada de arcilla-cemento o bentonita cemento, para reducir los poros. Por otro lado, el efecto de la sinéresis parece reducirse sensiblemente con la textura del suelo. En arenas finas los efectos de resistencia por sinéresis son despreciables.

Se ha observado que la resistencia final del suelo inyectado tiende a ser inversamente proporcional al tiempo de fraguado (tiempo de gel). Como este último es regulado con la concentración del reactivo, se establece que la resistencia aumenta con la concentración del reactivo y la naturaleza del mismo.

La resistencia a compresión simple determinada en laboratorio sobre suelos inyectados depende también de las condiciones de curado y de la velocidad de la aplicación de la carga. Si esta velocidad crece, también lo hace la resistencia. El curado de probetas sumergidas en agua tiende a proporcionar valores pesimistas por la disolución parcial del gel.

La viscosidad de este tipo de mezclas es evolutiva, es decir baja durante el proceso de inyección y crece rápidamente con el inicio de la gelificación. Sin embargo, el desarrollo de la viscosidad está influenciado en gran medida por la temperatura (ver Tabla 2.2)

Tabla 2.2 Variación del tiempo de gel del silicato de sodio con la temperatura (Kutzner, 1996)

Temperatura (°C)	Tiempo de gel (min)
10	80
20	60
30	40

La aplicación de los geles es óptima en los suelos con permeabilidades de 10^{-3} a 10^{-6} m/s (arenas finas a muy finas), y en rocas se emplea con permeabilidades del orden de 1 a 10 UL (unidades Lugeon), es decir en fisuras finas.

En función de la naturaleza del reactivo y su aplicación, los geles de sílice se dividen en geles impermeabilizantes o geles de espuma y en geles de consolidación o geles duros.

Los geles de espuma se obtienen a partir de la mezcla de silicato de sodio con un reactivo mineral (bicarbonato de sodio o aluminato de sodio), que se añade antes de la inyección en una disolución generalmente elevada. En impermeabilizaciones, la resistencia a compresión simple es menos crítica, por ello la viscosidad resultante es muy débil comparable a la del agua.

El uso de estos tipos de gel está destinada al tratamiento de la impermeabilización de depósitos aluviales hasta la fracción de arena fina, y en aluviones gruesos en donde la colocación del gel debe ser precedida por un tratamiento de bentonita - cemento o arcilla - cemento.

Los geles duros o de consolidación se forman por la mezcla de silicato de sodio más o menos concentrado con un reactivo orgánico, siendo el más común un éster tipo acetato de etilo o un derivado de los diácidos. También pueden emplearse diferentes ésteres asociados más ligeros o más pesados, según se requiera alargar o reducir el tiempo de gel. Otro reactivo utilizado es el glioxal.

La viscosidad de estos geles está en el rango de 25 cP para los más concentrados y la resistencia a la compresión simple de las arenas tratadas con geles duros puede variar de 0.9 a 3 Mpa, en función de la disolución y características de la arena.

Este tipo de geles se emplea en el tratamiento de consolidación de depósitos aluviales hasta la fracción de las arenas muy finas.

Toxicidad e impacto ambiental. La contaminación del agua freática se origina por el líquido resultante del proceso de sinéresis, que se disuelve en el agua durante el proceso de endurecimiento, y por las reacciones químicas que tienen lugar al entrar en contacto con el agua freática y penetrar ésta en la zona inyectada.

La Fig. 2.12 muestra los resultados de una investigación realizada por Martak (1988) con el objeto de evaluar la migración de los productos químicos hacia el nivel freático de los suelos inyectados.

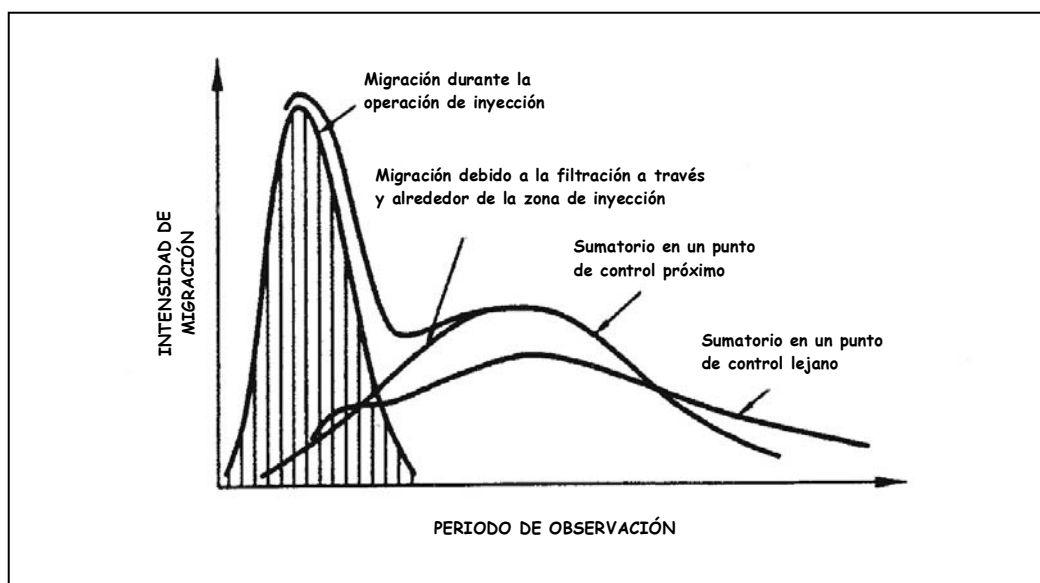


Fig. 2.12 Migración temporal de los productos químicos desde los suelos inyectados con silicato hacia el agua freática (Martak, 1988)

En esta figura se observa lo siguiente:

1. El efecto es máximo durante el proceso de inyección, cuando el líquido de la mezcla entra en contacto con el agua freática. Este efecto disminuye fuertemente con el proceso de endurecimiento.
2. El efecto de la zona de inyección endurecida, causado por el contacto y penetración del agua freática es máximo, disminuyendo progresivamente con el agotamiento de los componentes solubles.
3. El efecto disminuye con la distancia desde la zona de inyección.

Se puede concluir que el efecto de los geles inorgánicos en el agua freática es despreciable, mientras que el efecto de los geles orgánicos duros también lo era entre 12 y 36 meses después de completar la zona de inyección. Además, el efecto de los trabajos de inyección con un gel orgánico duro tiende a ser reducido en un breve tiempo después del final de los trabajos de inyección, hasta las existentes condiciones naturales del agua subterránea.

Según Kutzner (1996), hasta el momento, la cuestión del impacto ambiental de los geles orgánicos duros no se ha resuelto. Es importante evaluar cada caso según las condiciones individuales, dado que la posible contaminación y su duración dependerá del caso planteado.

Otros geles. Además de los geles comunes de silicato de sodio, existen otros tipos de geles que se emplean en aplicaciones particulares.

Los *geles mixtos* son una mezcla de gel de sílice y resina acrílica. Se emplean principalmente en el tratamiento de fisuras activas.

Los *geles de arcilla* son mezclas de arcilla (bentonita), silicato y un reactivo. Se aplican en la impermeabilización de depósitos aluviales más o menos gruesos, para el buen acabado de pantallas impermeables y después de haber inyectado la zona con mezclas de arcilla cemento o bentonita cemento.

Mezclas de acrilamida. Las mezclas de inyección de base de acrilamida, consisten en la mezcla de dos monómeros orgánicos: la acrilamida, (o metiloacrilamida, metacrilamida, etc.), constituyendo del orden del 95% de la solución, y un agente como el metileno-bis-acrilamida, en un 5% y cuya función es enlazar entre sí las cadenas de acrilamida.

Como ventajas, destaca su rápida velocidad de penetración debido a su baja viscosidad (de 2 a 8 cP), que mantiene una viscosidad constante durante el periodo de inyección, su gran capacidad en el control del tiempo de gel y las resistencias adecuadas para la mayoría de las aplicaciones. Su única desventaja es el riesgo tóxico.

Además del costo elevado frente a por ejemplo los geles de sílice, el inconveniente más importante de este producto es su toxicidad, debido a que la acrilamida en solución o en polvo, es neurotóxica. Así muchas mezclas de este tipo ya no se emplean o fueron retiradas del mercado, por ejemplo AM-9, Rocagil BT y Nitro SS.

La solución *Rocagil*, o *Rhoca-gil* fue un producto francés cuya base fue de amina y metilo acrílico, está identificado como neurotóxico. En el año de 1997 fue empleado para la obstrucción de filtraciones de agua en la construcción de un túnel de más de 8 km en Hallan, Suecia.

El producto, según salió a la luz en octubre de 1997, contaminó el suelo y el agua subterránea afectando ciertos pozos de captación, ríos y campos de cultivo, matando animales y dañando gravemente con enfermedades del sistema nervioso y cáncer a los profesionales de la construcción que estuvieron en contacto con este producto.

Sin embargo, el gel de acrilamida no es tóxico, por lo que las condiciones de riesgo que tiene el empleo de acrilamidas, pueden ser superadas por el uso estricto de las medidas de seguridad adecuadas.

Lignosulfonatos. Son productos del líquido de residual que surge del procesado de la madera. (tal como la fabricación de papel). Ya que este producto no es controlable, su contenido es ampliamente variable, dependiendo de la fuente específica del árbol y del procesado particular de la madera. No solo el líquido puede variar de país a país, si no que incluso esta variación puede existir entre diversas fábricas localizadas en la misma zona.

Las mezclas de lignosulfonato siempre contienen este compuesto y un compuesto exavalente de cromo, de ahí que también se conoce como cromolignito. Generalmente se usa el lignosulfonato de calcio con dicromato de sodio.

En un ambiente ácido, el ión de cromo cambia su valencia de +6 a +3, oxidando el lignosulfonato para producir el gel. Si el lignosulfonato es por sí mismo lo suficientemente ácido (pH de 6 o

menor) no se requerirán otros aditivos, por otro lado, si el pH es mayor de 6, se agregan ácidos o las sales ácidas para controlar el pH.

Aun cuando la composición del producto es variable, en un contenido unitario de sólidos, aproximadamente tres cuartas partes serán lignosulfonatos, una quinta parte azúcar reducida y el resto ceniza. La concentración de los sólidos para fines de impregnación en campo varía entre 200 a 600 gramos por litro. Las viscosidades iniciales de las soluciones varían entre 3 y 8 cP. La viscosidad de cualquier mezcla específica, incrementa a una tasa que va en aumento a partir del instante de la catalización hasta la formación del gel.

El tiempo de fraguado de una solución catalizada varía con la concentración de los sólidos, disminuyendo conforme el porcentaje de sólidos incrementa. A su vez, también varía con base en el contenido de dicromato disminuyendo conforme el dicromato aumenta.

La resistencia de los suelos estabilizados con lignosulfonatos es del mismo orden de magnitud o quizá un poco menor que la de los suelos estabilizados con acrilamidas. Los suelos finos inyectados con lignosulfonatos muestran una mayor resistencia, e incrementan dramáticamente (triplicándola o cuadruplicándola) cuando el contenido de sólidos varía de 300 a 500 gramos por litro. La resistencia también aumenta con el incremento en el contenido de dicromato, aun cuando esto puede deberse en parte por el acortamiento del tiempo de gel. Un incremento dramático en la resistencia se observa al disminuir el pH, lo que promueve reacciones químicas más rápidas y completas.

Los suelos inyectados debajo del agua freática que no se someten a ciclos de congelamiento-deshielo, o humedecimiento-secado tienen una buena estabilidad, y por lo tanto se consideran como materiales permanentes, sin embargo responden muy rápidamente a los cambios ambientales y no debe usarse bajo estas condiciones para instalaciones permanentes.

Ya que los lignosulfonatos son residuos de otros procesos, son relativamente económicos y son competitivos en el mercado de los productos de inyección. Sin embargo, el mayor inconveniente radica en la toxicidad de la sal de dicromato presente como un catalizador en todas las mezclas

de lignosulfonatos. El cromo hexavalente es altamente tóxico. Éste se reduce a una forma trivalente no tóxica durante la reacción, pero esta reducción no necesariamente se completa, particularmente a altos rangos de pH y cuando se usan tiempos de gel grandes.

Resinas fenoplásticas. Son policondensados que resultan de la reacción de un fenol y un aldehído. Estos productos fraguan bajo la acción del calor dentro de un amplio rango de pH. Bajo temperatura ambiente, la reacción de la mayoría de los fenoles requiere de un medio ácido.⁵

Existen ciertos componentes de la mezcla que permiten la reacción a temperatura ambiente. Uno de ellos es el resorcinol, comúnmente utilizado que reacciona con el formaldehído (Karol, 1982). Para el control del pH en la reacción es necesario el uso de un catalizador que normalmente es el hidróxido de sodio.

Aunque el control del tiempo de gel se consigue a través de la concentración de los componentes de la mezcla, éste puede variar fundamentalmente con el pH de la solución. Para cualquier concentración de la mezcla, el tiempo de fraguado es mínimo con un pH superior a 9.

Para una concentración dada, las propiedades mecánicas de la resina son óptimas si el tiempo de gel es el mínimo, y lo determina la proporción del catalizador.⁶ Así los componentes de la mezcla resorcinol - formaldehído, se establecen en proporciones fijas, quedando como única variable, el grado de concentración de los sólidos en agua (Santos, 1997).

El intervalo de viscosidad inicial de resorcinol - formaldehído, varía entre 1.5 y 3 cP, permaneciendo constante hasta el comienzo de la gelificación. El cambio de líquido a gel es casi instantáneo.

⁵ La mayoría de los suelos son neutrales o ligeramente básicos, no es deseable una mezcla de inyección que requiera de condiciones ácidas.

⁶ Ya que el catalizador funciona principalmente como controlador del pH, se pueden utilizar distintos materiales como los hidróxidos, carbonatos y fosfatos. Estos pueden dar diferentes tiempos de gel, ya sea iguales o mayores que aquellos obtenidos con hidróxido de sodio.

La resistencia mecánica de los suelos tratados con resinas fenoplásticas es directamente proporcional al contenido de la resina. Los valores alcanzados en arenas son comparables a los obtenidos por los geles de sílice concentrados (Joosten). Además presentan menor tendencia a la fluencia de los geles de sílice comunes y la resistencia mecánica es menos dependiente de la velocidad de aplicación de la carga. Por otro lado, presentan una menor durabilidad frente a ciclos de humedecimiento-secado. Salvo esta situación, los fenoplásticos se consideran en general como geles permanentes.

Los fenoplásticos siempre contienen un fenol, un formaldehído y una base alcalina. Los tres componentes son de riesgo para la salud y contaminantes potenciales del ambiente. El resorcinol es un fenol, y aun cuando no es tan riesgoso como otros fenoles, se considera aún como tóxico y cáustico. El formaldehído se considera como material peligroso y a bajas concentraciones atmosféricas, puede llevar a molestias crónicas de respiración. El hidróxido de sodio es muy bien conocido como material cáustico.

Resinas aminoplásticas. Los principales componentes de este tipo de resinas son la urea y el formaldehído. Su aplicación requiere de necesariamente de un medio ácido, por lo que solo se emplea cuando el pH del suelo y del agua freática es menor a 7, lo que generalmente sucede por influencias exteriores, como en entornos mineros.

Las soluciones de urea presentan viscosidades muy bajas. Aunque la reacción con el formaldehído es difícil de controlar, existen fases intermedias en la reacción en donde la urea es todavía soluble.

Los productos resultantes de estas fases, denominados precondensados o prepolímeros se obtienen de manera industrial, ya que las mezclas urea-formaldehído se emplean mucho como adhesivos. A pesar de que estos prepolímeros son más viscosos que la solución inicial de urea, se han conseguido formulaciones comerciales con viscosidades de 10 a 20 cP.

El prepolímero es un material cuya polimerización se ha detenido con inhibidores, control del pH o ambos. Al restablecerse el medio ácido continúa la reacción, por lo que los catalizadores suelen ser un ácido o una sal ácida.

Los suelos tratados con estas resinas aminoplásticas alcanzan resistencias mecánicas comparables a las que proporcionan los fenoplásticos, y también son poco sensibles a la velocidad de aplicación de la carga; además presentan una escasa durabilidad con ciclos de humedecimiento - secado o de congelamiento - deshielo.

Las mezclas urea - formaldehído son tóxicas y corrosivas debido al formaldehído y al ácido que actúa como catalizador. Los prepolímeros contienen menos formaldehído, por lo que presentan un menor riesgo ambiental.

Por otro lado, aunque el gel resultante es inerte, suele contener pequeñas proporciones de formaldehído sin reaccionar, lo que representa un riesgo en excavaciones o ambientes cerrados de suelo tratado, como en galerías de avance en minas.

Resinas de poliuretano acuarreactivas. Existen numerosos materiales espumosos de diferente composición que varían en sus propiedades durante el proceso de reacción, así como después de completada. Sus aplicaciones son diversas pero están limitadas por su costo elevado.

Uno de los materiales espumosos más importantes son los denominados como resinas acuarreactivas, que se polimerizan al contacto con el agua del terreno. Existen otros materiales reactivos en presencia de agua, tanto espumantes como geles, pero los poliuretanos son, como espumantes, los productos que ofrecen mejores propiedades mecánicas, además del más amplio rango de condiciones de aplicación.

Este tipo de productos permanecen en estado líquido mientras no haya agua, ya que al entrar en contacto con ella, la mezcla se hidrata y solidifica. Estos materiales son muy ventajosos por las siguientes razones (Aparicio, 1997):

1. El producto permanece líquido en el exterior tanto tiempo como se quiera por lo que no existe peligro del bloqueo de la bomba u obturación de la mangueras si el tiempo de inyección en una zona dura más de lo previsto.
2. Debido a que el catalizador es el agua, no se comenten errores que puedan conducir a la mala polimerización de la resina por una dosificación incorrecta del catalizador.
3. Se evitan grandes presiones externas, de hasta varias decenas de MPa, típicas de las inyecciones de agua-cemento-silicato en fisuras de rocas, donde en muchas ocasiones, debido al crecimiento desproporcionado de las ramificaciones, hace que la presión radial en las últimas ramas sea prácticamente nula. En las inyecciones de resinas acuarreactivas, se aplican presiones bajas, ya que la inyección se crea *in situ* y se renueva continuamente durante la misma mientras la resina sea aún fluente.

Actualmente se utiliza un prepolímero formado por la reacción de un poliisocianato⁷ con un polioliol, que al contacto con el agua del terreno forman un copolímero de poliuretano-poliurea con desprendimiento de CO₂, lográndose un efecto de espumado en la resina. Estas se denominan resinas de poliuretano bicomponente.

El poliuretano es un producto muy práctico con el que pueden obtenerse múltiples materiales, que van desde las espumas flexibles y elásticas hasta productos de la más alta resistencia a la compresión.

Otro tipo de resinas de poliuretano son las monocomponente, donde tanto la resina como el catalizador están en el mismo producto, siendo el agua el reactivo. Pueden emplearse catalizadores (generalmente aminas terciarias y sales de estaño), en menos del 10%, para controlar la velocidad de reacción y sincronizar la gelificación y la formación de la espuma.

Existen una serie de condiciones y situaciones que influyen de forma significativa en el tiempo de reacción, las más importantes son:

⁷ Los isocianatos son compuestos altamente reactivos y de uso frecuente en el ámbito industrial. Principalmente se usan en industrias de pinturas y recubrimientos, en la fabricación de poliuretanos y como adhesivos. Los poliuretanos se forman como resultado de una reacción química entre el grupo isocianato (CON), y el grupo hidroxilo (OH) de los poliésteres y poliéteres.

- a) La velocidad de reacción disminuye cuando el pH del agua es ácido, de igual modo aumenta cuando es básico
- b) El aumento de temperatura eleva la velocidad de reacción y la disminuye al bajar
- c) El cemento Pórtland añadido a la mezcla favorece la reacción

La reacción de la resina de poliuretano monocomponente, al igual que la bicomponente, también desprende CO_2 , lo que provoca un aumento de volumen debido a la formación de la espuma, este puede llegar a ser de hasta un 40% si la formación de la espuma se hace libremente. Al aumentar el volumen también aumenta la resistencia a la compresión, que varía de entre 0.6 a 0.8 Mpa, para un incremento de volumen de 15 veces el original.

Los sistemas de isocianato de un solo componente se usan frecuentemente para detener el flujo de agua, debido a la rápida reacción con el agua que encuentran. Por otro lado, el uso más importante de las resinas de poliuretano bicomponente, es la impermeabilización de fisuras y grietas ya que se estabilizan más despacio organizándose en cuerpos celulares elásticos. Así mismo ambas reacciones se emplean para el sellado y consolidación del terreno.

Los isocianatos y otros componentes son tóxicos, por lo que es indispensable respetar estrictamente las medidas de seguridad establecidas en su caso.

Otros productos. Existen otros productos como el acrilato AC - 400, introducido en 1980 y cuyo mecanismo de reacción es similar al de las acrilamidas, sin embargo la ventaja es que no es neurotóxico, señalándose en su documentación un nivel de toxicidad de solo 1% del correspondiente a las acrilamidas.

Otro producto, introducido comercialmente en 1981 es el *injectite 80*. Es un prepolímero de acrilamida que evita la toxicidad a cambio de una mayor viscosidad.

2.4 El comportamiento mecánico los suelos mejorados con sustancias químicas.

La investigación realizada a la fecha acerca del comportamiento de los suelos mejorados con sustancias químicas, se centran en la evaluación del sistema suelo - sustancia desde dos puntos de vista: 1) como medio para el control del flujo de agua y (Karol, 1982), 2) como herramienta para el incremento de resistencia del depósito de suelo (Stetzler, 1982). Con respecto al segundo punto, se han realizado numerosos ensayos de laboratorio y de campo para evaluar la influencia que tienen factores diversos como: la composición granulométrica, estructura y compacidad del suelo, el esfuerzo confinante inicial, el tiempo de curado y el contenido de sustancia química base, en la resistencia y durabilidad de los suelos químicamente inyectados

Debido a la necesidad de contar con una base teórica que respalde los argumentos expuestos en el capítulo 4, a continuación se exponen los resultados de las principales investigaciones realizadas en las últimas décadas acerca del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos mejorados con sustancias químicas, haciendo énfasis en los factores que influyen en dicho comportamiento.

Warner (1972), realizó un importante número de ensayos de compresión no confinada sobre especímenes de suelo impregnados con diversos productos químicos, usados comúnmente para el mejoramiento de los suelos (acrilamida AM-9, polifenoles, emulsiones, y silicato de sodio), con el objeto de evaluar la resistencia efectiva desarrollada y la influencia de la granulometría y la estructura del suelo en la misma, así como la permanencia del producto con respecto al tiempo. Para ello sometió a los especímenes a diversas condiciones de curado (sumergido en agua, secado en condiciones normales y en horno, y sometidos a ciclos de humedecimiento y secado), durante intervalos de tiempo variables. De entre sus resultados destaca el hecho de que el incremento en la resistencia es el producto de dos reacciones: la química y la de secado, siendo mayor para los especímenes curados en seco que para los sumergidos. Por otro lado, encontró que bajo ambientes de curado húmedo, los especímenes de suelo de granulometría fina alcanzaron la mayor resistencia, mientras que para los curados bajo ambiente normal a seco, los especímenes con suelo de granulometría gruesa alcanzaron una resistencia mayor, particularmente después de grandes intervalos de tiempo de curado (12 días o más). También

encontró que para especímenes ensayados bajo condiciones de ensaye similar, las arenas de grano redondeado tienen mayores resistencias.

O'Connor *et al.*, (1978) tomaron como base las relaciones propuestas por Marsal (1963) para determinar el número de granos de una cierta fracción de volumen (N_v) o de área (N_s) de material, y obtuvieron las siguientes expresiones:

$$N_v = \left[\frac{6f_s}{\pi(1+e)d_n^3 f_d^3} \right] WV \quad (4.1)$$

$$N_s = \left[\frac{6f_s}{\pi(1+e)d_n^3 f_d^3} \right] WA \quad (4.2)$$

En donde:

$f_s = (\psi^2 + \rho^2) =$ factor de forma

ψ y $\rho =$ esfericidad y redondez de la partícula (Krumbein y Sloss, 1955)

$e =$ relación de vacíos

$d_n =$ diámetro nominal (tamaño de la abertura de la malla por la cual el grano se detuvo)

$f_d =$ factor de tamaño = d_m / d_n

$d_m =$ diámetro promedio del grano (a través del peso de un grano y asumiendo que es esférico)

$W =$ peso de la fracción en estudio

$V =$ volumen de la fracción en estudio

$A =$ área de la fracción en estudio

El número total de los granos será entonces igual a la suma del número de granos de cada fracción de tamaño. Con estas expresiones evaluaron el efecto que tienen los factores que controlan la concentración de los granos en el número de puntos de contacto entre partículas, encontrando que: (1) el número de contacto promedio de granos incrementa conforme el factor de forma (f_s) disminuye (o la angularidad del grano incrementa), (2) el número promedio de contactos incrementa conforme la relación de vacíos disminuye, y (3) el tamaño de los granos de materiales con granulometría uniforme, no tienen un efecto significativo (aparentemente)

en el número de contactos intergranulares. Así mismo, en dicha investigación se realizaron observaciones microscópicas con el objeto de verificar como la inyección química afecta el comportamiento intergranular durante el proceso de introducción de la mezcla, y después de que la sustancia alcanzó el estado de gel. Se encontró que el porcentaje de poros ocupado por la sustancia, se ve afectado por el método de curado, siendo mayor cuando las muestras se curan en un ambiente húmedo que cuando se curan en seco, y que la resistencia en los puntos de enlace entre la sustancia y los granos de suelo, es mayor que la resistencia al esfuerzo cortante de la mezcla pura.

Clough *et al.*, (1979) realizaron una serie de ensayos confinados y no confinados sobre muestras impregnadas con silicato de sodio con el objeto de cuantificar las variables que influyen en el comportamiento de suelo estabilizado. De entre sus resultados destacan:

1. Conforme incrementa el contenido de silicato en la mezcla de inyección, la resistencia y rigidez del suelo impregnado también incrementa (Fig. 2.13), sin embargo la tasa de dicho incremento es altamente dependiente de la cantidad de Formamida (HCONH_2)¹ utilizada además, conforme el contenido de silicato incrementa la falla se vuelve más frágil y las deformaciones asociadas a dicha falla son menores
2. La resistencia de los suelos impregnados con silicato de sodio aumenta, conforme el esfuerzo confinante aumenta, y dentro del rango de las presiones por ellos estudiado, los resultados sugieren que la resistencia puede ser caracterizada por medio de la envolvente lineal de Mohr, cuyo ángulo de fricción es igual al ángulo de fricción de la arena no impregnada y en donde la cohesión incrementa conforme incrementa el porcentaje de silicato de sodio en la mezcla
3. El módulo secante (rigidez), a la falla de las muestras impregnadas incrementa conforme incrementa el esfuerzo confinante, en muestras cuya mezcla de inyección no contiene CaCl_2 , sin embargo, cuando en la mezcla de inyección existe CaCl_2 , el módulo de rigidez es mayor para una prueba de compresión no confinada y disminuye conforme

¹ En las mezclas de inyección de silicato de sodio los componentes básicos son: (1) silicato de sodio, como material base, (2) formamida que actúa como recubrimiento y establece sitios en la superficie de los granos en donde se forman enlaces muy fuertes entre los granos de suelo y la sustancia de inyección, y (3) etil acetato ($\text{CH}_3\text{CO}_2\text{CH}_2\text{CH}_3$), que acelera la remoción de agua y consecuentemente reduce el tiempo de gel.

el esfuerzo confinante incrementa. Según los investigadores, esta tendencia se debe a que bajo compresión no confinada, la probeta se comporta de forma frágil (quebradiza), como resultado de la ganancia rápida de resistencia al utilizar CaCl_2 (Fig. 2.14)

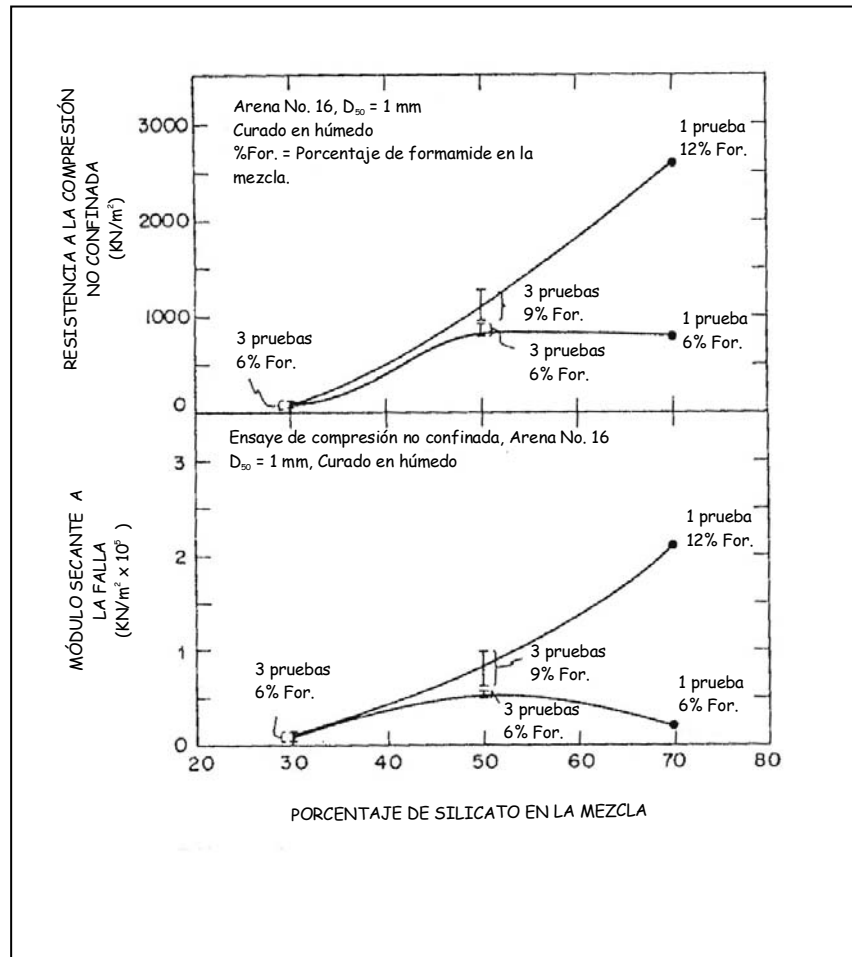


Fig. 2.13 Efecto del contenido de silicato en la resistencia y el módulo secante del suelo impregnado (Clough *et al.*, 1979)

4. Un ambiente de curado sumergido produce los enlaces más débiles y por lo tanto los especímenes son blandos. La resistencia y rigidez de los especímenes sumergidos son del orden del 50% de los valores obtenidos con especímenes curados en ambientes húmedos
5. El tiempo y la tasa de curado son variables importantes en la respuesta de los suelos impregnados con silicato de sodio. La mayor parte del incremento de la resistencia

ocurre dentro de los primeros 100 días de curado, y la tasa de curado y por lo tanto de de resistencia se acelera agregando CaCl_2 a la mezcla de inyección

6. En la Fig.2.15 se observa que existe una ligera disminución en la resistencia con el incremento en las pesos específicos de los especímenes de ensaye, esta tendencia es provocada por el hecho de que la resistencia no confinada es generada únicamente por la mezcla de inyección, y en especímenes densos es menor el contenido de dicha mezcla. Este argumento es soportado por el hecho de que los especímenes impregnados en estado suelto tienen un mayor peso específico que los especímenes compactos

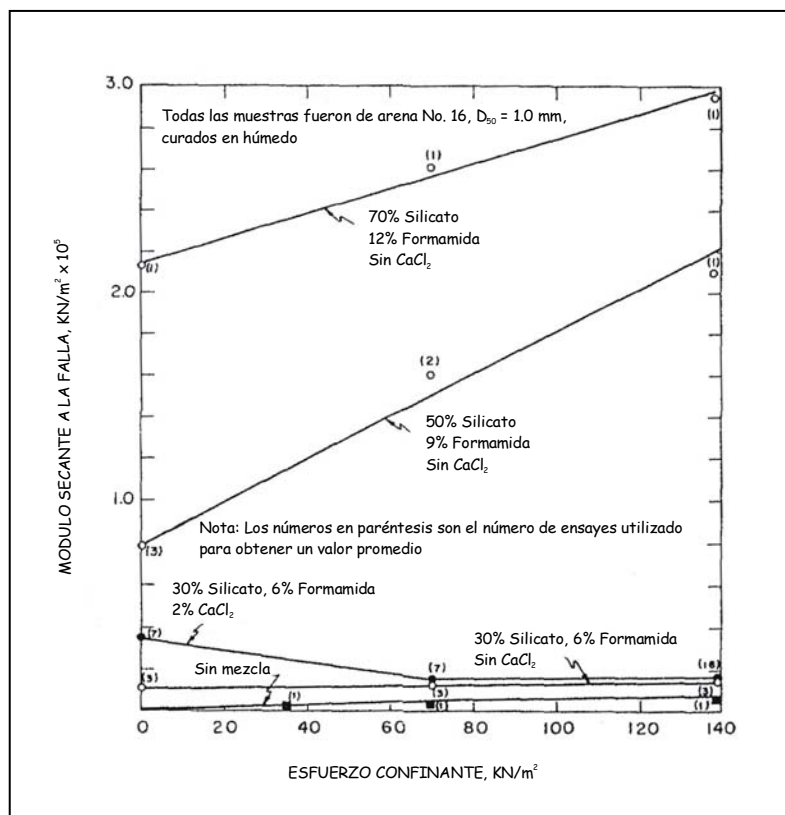


Fig. 2.14 Efecto del esfuerzo confinante y la mezcla de inyección en el módulo secante del suelo impregnado (Clough *et al.*, 1979)

7. La resistencia a la compresión no confinada en muestras impregnadas es significativamente mayor en arenas finas que en arenas medias a gruesas, manteniéndose constante para este último rango de tamaños.

Davison y Pérez (1982) realizaron un extenso programa de ensayos sobre muestras de suelos impregnadas con silicato de sodio tanto en campo como en laboratorio. En términos generales

los resultados concuerdan con los determinados por Clough *et al.*, (*op. cit.*), con respecto a los factores que controlan el incremento de la resistencia de los suelos estabilizados. Al realizar ensayos de compresión no confinada sobre muestras impregnadas con mezclas de baja resistencia (bajo contenido de silicato de sodio), se observaron pequeños incrementos de la cohesión y una disminución en la fricción, según los autores, este comportamiento se debe a que la sustancia de baja de resistencia tiende a lubricar las superficies de la partícula.

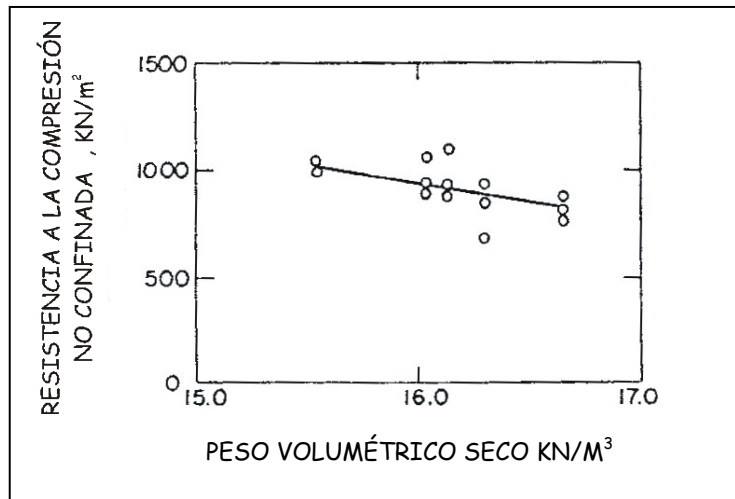


Fig. 2.15 Efecto del peso volumétrico seco en la resistencia no confinada (Clough *et al.*, 1979)

La Fig. 2.16 muestra los resultados típicos de ensayos de compresión triaxial drenado y no drenado, sobre especímenes de suelo en estado denso y suelto e impregnados con silicato de sodio (Krizek *et al.*, 1982). En general se observa que los especímenes sujetos a ensayos triaxiales drenados exhiben un comportamiento esfuerzo - deformación lineal, hasta por lo menos la mitad del valor máximo de la diferencia de esfuerzos, siendo el módulo tangente mayor que el módulo para probetas no impregnadas. Durante un ensayo no drenado, la curva esfuerzo - deformación para un suelo impregnado en estado suelto mostró cierta fluencia a niveles de esfuerzo relativamente bajos. De acuerdo con los investigadores, la forma de estas curvas puede ser un reflejo del comportamiento de la mezcla de inyección en los vacíos del suelo, y lo más probable es que este comportamiento inicial esté dominado por las propiedades de la sustancia y de los enlaces entre la sustancia y los granos del suelo. Sin embargo, mientras el esfuerzo cortante incrementa, la mezcla de inyección fluye y se rompen los enlaces con los granos del suelo; conforme el esfuerzo crece, la resistencia a la fricción de la arena es la que domina el comportamiento. Desde el punto de vista del cambio de volumen en los ensayos

drenados, el comportamiento tanto para los especímenes inyectados en estado denso como en estado suelto es prácticamente el mismo, es decir, inicialmente existe una reducción de volumen a bajos niveles de deformación, después ocurre una dilatación hasta que se alcanza la máxima diferencia en los esfuerzos principales (falla). El comportamiento en los especímenes sueltos (contrario a lo que se esperaba), se atribuye a los efectos de la sustancia en los vacíos, ya que aparentemente se restringe el movimiento de las partículas de arena y por lo tanto el reacomodo a un estado más denso, por lo que el suelo impregnado es obligado a dilatarse.

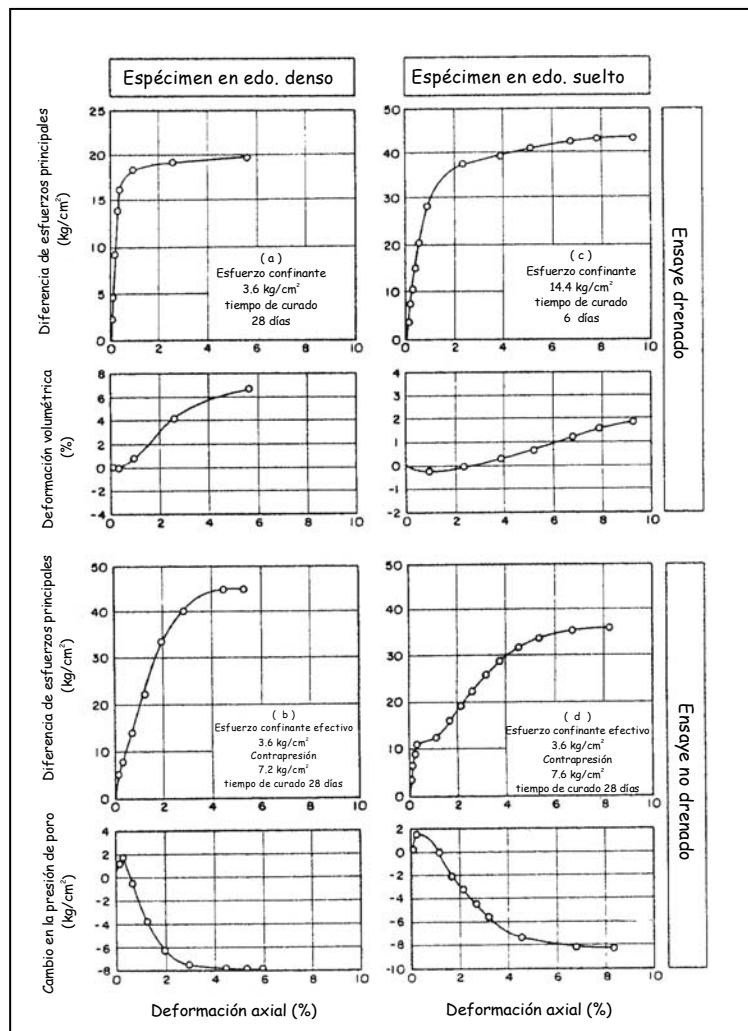
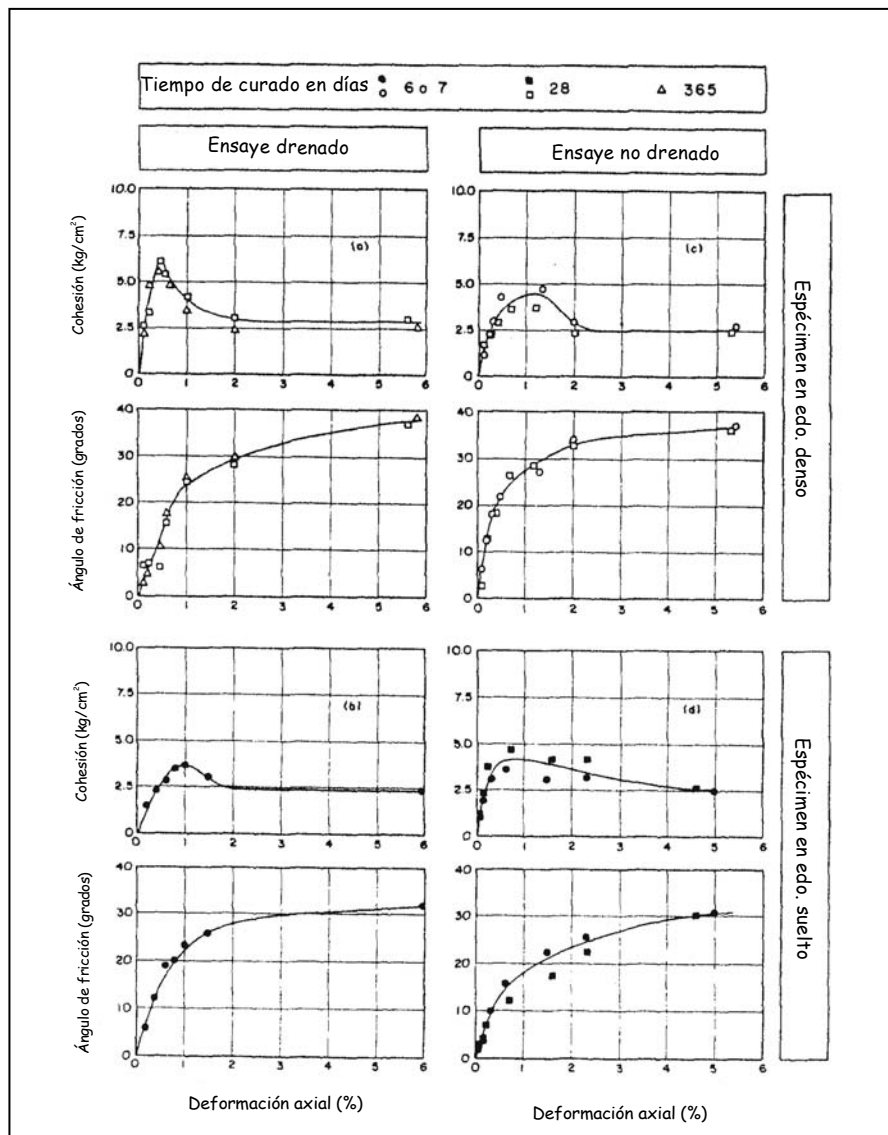


Fig. 2.16 Respuesta típica de especímenes impregnados sujetos a compresión triaxial (Krizek *et al.*, 1982)

De entre otros factores analizados por estos investigadores, destaca el hecho de que cuando se mantienen constantes el esfuerzo confinante inicial efectivo, la contrapresión y las condiciones de drenaje, la resistencia al esfuerzo cortante se mantiene constante con

respecto al tiempo de curado (siendo el tiempo de curado mínimo de 6 días), sin embargo, cuando estos parámetros varían, los valores medidos de esta resistencia se ven visiblemente afectados. Además, la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo a la falla (relación lineal), es independiente de las condiciones de drenaje.



Los autores concluyen que las contribuciones relativas de la cohesión y la fricción en la resistencia al cortante de las arenas impregnadas cambia de forma importante conforme se desarrolla la deformación (Fig. 2.17), ya que a pequeños niveles de deformación y a bajo niveles de esfuerzo confinante, la contribución de la cohesión es mayor, mientras que la fricción

gobierna la respuesta del suelo a grandes niveles de deformación y a mayores esfuerzos confinantes.

Acar y El-Tahir (1986) realizaron una serie de ensayos de columna resonante con especímenes de suelo no cementados y cementados con cemento Portland a diversas concentraciones, con el objeto de evaluar el efecto de la cementación en el módulo de rigidez y en la relación de amortiguamiento a niveles bajos de deformación. Dicho estudio representó el primer esfuerzo por evaluar el comportamiento de los suelos cementados sometidos a la acción de esfuerzos cíclicos. Al analizar los resultados encontraron que existe un incremento en el módulo de rigidez con el incremento en el contenido de cemento de la mezcla de inyección, y que este incremento se debe a que las partículas de cemento proveen un efecto confinante en la interfase arena - arena, es decir la magnitud de la contribución en la resistencia a la deformación del suelo debido a la impregnación con una mezcla de cemento depende de las variables físicas y de composición de la matriz donde se transmite la carga y la contribución relativa a esta resistencia de los enlaces cemento - cemento o arena - cemento es insignificante. Así mismo observaron un incremento en la rigidez con el incremento en la compacidad relativa. Sin embargo conforme el grado de cementación incrementa y las partículas de cemento contribuyen más al llenado de los vacíos, la contribución de ésta cementación a la resistencia a la torsión disminuye. Así mismo, la disminución correspondiente en la relación de vacíos efectiva guía a un incremento proporcional a la contribución de la cementación a la resistencia a la compresión no confinada. Así mismo encontraron que un incremento en la cementación lleva a una disminución en la relación de amortiguamiento a todos los niveles de deformación.

Saxena *et al.*, (1988) realizaron una investigación similar, consistió en una serie de ensayos de columna resonante con muestras de suelo artificialmente cementadas con cemento Portland, con el objeto de evaluar los efectos variables como el contenido de cemento (C_c), el esfuerzo confinante efectivo (σ'_o), la relación de vacíos (e) y el tiempo de curado (C_p), en el módulo de cortante dinámico (G^*), módulo de Young dinámico (E^*), en el amortiguamiento dinámico de cortante (D^*_s) y en el amortiguamiento longitudinal dinámico (D^*_l). Al evaluar el efecto de la amplitud de la deformación sobre arenas cementadas, encontraron que tanto el módulo G^*

como el módulo E^* disminuyen con el incremento en la amplitud de la deformación a todos los niveles de esfuerzo confinante, siendo menos evidente conforme el esfuerzo confinante incrementa. Así mismo, tanto D^*_s como D^*_l incrementan con el incremento en la amplitud de la deformación. Al incrementar el esfuerzo confinante, G^* y E^* incrementan, mientras que D^*_s y D^*_l disminuyen⁸. Este último fenómeno se debe a que a mayores esfuerzos confinantes existen más contactos intergranulares, y por lo tanto más trayectorias para el paso de las ondas por lo que se espera menos disipación de energía durante la propagación de las mismas. Los valores de G^* y E^* incrementan conforme el contenido de cemento incrementa, pero este incremento es más significativo cuando el contenido de cemento varía entre 2 y 5%. Desde el punto de vista del amortiguamiento, se observa un evidente incremento de D^*_s y D^*_l a bajos niveles de cementación, mientras que existe una disminución de los mismos a altos niveles de cementación, según estos investigadores, se debe a la creación de enlaces altamente cementados que gobiernan el mecanismo de disipación de energía y reducen el amortiguamiento. El efecto de la compacidad relativa, el tamaño del grano, y la distribución de tamaños, se ven reflejados a través de análisis de la relación de vacíos. Saxena *et al.*, (*op. cit.*) encontraron que conforme la relación de vacíos disminuye G^* y E^* incrementan (con la influencia significativa del esfuerzo confinante), y tanto D^*_s como D^*_l no se ven importantemente influenciados con el incremento en la relación de vacíos. Por último encontraron que conforme incrementa el periodo de curado, G^* incrementa, esto se debe al periodo de hidratación del cemento.

Christopher *et al.*, (1989) reconociendo que la diversidad en las condiciones de ensayos sobre muestras de suelo impregnadas hace difícil sintetizar los resultados de diversas investigaciones, realizó un extenso programa de investigación con cerca de 400 especímenes de suelo impregnado con el objeto de evaluar el efecto de 14 parámetros (inherentes al manejo y preparación de los especímenes de ensayo y a las propiedades físicas del suelo), en las propiedades mecánicas de la arena inyectada. Con los ensayos de compresión no confinada realizados en esta investigación se obtuvieron los siguientes resultados

⁸ Si el máximo valor de los módulos de las arenas cementadas (G^*_m o E^*_m) se define como la suma de los máximos módulos en su forma no cementada (G_m o E_m) y el incremento en los mismos debido a la cementación (ΔG_m o ΔE_m), Saxena *et al.* (1988), con base en sus resultados experimentales, concluyen que los valores de ΔG_m en materiales con altos niveles de cementación, y los valores de ΔE_m a todos los niveles de cementación, son independientes del esfuerzo confinante, pero que sin embargo el valor final de G^*_m o E^*_m es siempre dependiente del esfuerzo confinante así como de la relación de vacíos y del grado de cementación.

Desde el punto de vista de la preparación y manejo del espécimen y de las técnicas de ensaye se tiene que:

- Cuando un espécimen cementado rígido se extrae del molde con la ayuda de un gato, la fricción en la pared y los esfuerzos del gato pueden alterar la estructura original de la muestra y provocar la aparición de micro-grietas que ocasionarían grandes deformaciones
- Las pequeñas variaciones en las resistencias de los especímenes preparados de diferente manera indican que cuando se utiliza la resistencia como índice de comparación, las observaciones pueden ser subestimadas ya que los especímenes ensayados pueden tener diferentes características de deformación
- Los valores de resistencia y del módulo de los especímenes fabricados por vaciado y curados durante 7 días, es de aproximadamente el 80% y 60% respectivamente de los obtenidos con especímenes inyectados
- El revestimiento o capa de sustancia que se forma en los puntos de contacto en la técnica de vaciado, puede reducir la resistencia a la fricción entre los granos, y es probablemente el principal responsable de las diferencias observadas en la resistencia y rigidez de los especímenes
- El tamaño de la muestra de ensaye influye en las características de deformación y resistencia de la arena inyectada, similar a lo que sucede en las operaciones de muestreo, en donde el porcentaje de alteración disminuye con el incremento del diámetro de la muestra
- El porcentaje de espacio en los poros ocupado por la sustancia se puede incrementar conforme incrementa la cantidad de mezcla que es forzada a través del espécimen, y mientras más sustancia se empuja al espécimen saturado con agua, este será mas resistente
- La distancia a partir del punto de inyección no influye en la resistencia de la arena siempre y cuando se sature por completo
- Sin embargo se observa una disminución en el módulo de rigidez del 25% con especímenes inyectados a una presión de 131 kPa (0.131 kg/cm²) comparado con los impregnados a una presión de 34.5 kPa (0.345 kg/cm²), y al parecer es resultado del

llenado incompleto de los vacíos provocado por el desarrollo de flujo turbulento durante la inyección a grandes presiones

- Debido a que la resistencia de la matriz arena - sustancia es altamente dependiente de la resistencia de la mezcla de inyección, y que la mezcla es básicamente un material visco-elástico, es posible que la respuesta de la matriz arena - sustancia bajo carga sea tiempo dependiente
- En los especímenes curados sumergidos en agua se observaron los efectos más dramáticos sobre la resistencia y el módulo de rigidez, ya que la resistencia de la sustancia, y por lo tanto de la masa inyectada, depende de las reacciones químicas en la misma y del contenido de agua en la mezcla
- Cualquier cambio en las propiedades mecánicas es posible que se deba a un cambio en la reacción química que ocurre dentro de la mezcla provocada por la influencia de humedad adicional en el ambiente de curado y la pérdida de la mezcla por solución
- El exceso de resistencia observado en los especímenes secados al aire, sería el resultado del secado bajo condiciones en donde no se pierde sustancia durante el ambiente de curado. Y aun más, el incremento en la resistencia debido al secado sería resultado del incremento de resistencia provocado por la contracción del gel y el desarrollo de meniscos capilares
- Los especímenes de sustancia pura curados al aire durante 7 días, mostraron una contracción de hasta el 50%

Al analizar el efecto de las características del suelo, estos investigadores encontraron que:

- Se obtienen altas resistencias en arenas finas que tienen superficies específicas grandes, ya que proveen más superficies de enlace con la mezcla
- Las arenas bien graduadas exhiben mayores resistencias y módulo de rigidez que las arenas uniformemente graduadas del mismo origen geológico
- Entre mayor sea el porcentaje de la fracción gruesa, menor será la superficie disponible para la adhesión con la sustancia, y menor será la tensión interna en la masa inyectada

- La resistencia y el módulo de rigidez incrementan conforme aumenta la compacidad relativa
- Dentro del rango de compacidades ensayadas, el módulo de rigidez de los especímenes compactos es 50% mayor, que el de los especímenes en estado suelto, y esto se puede atribuir a la diferencia en el número de contactos grano - grano
- Las variaciones en el tamaño del grano y la distribución de tamaños de la arena inyectada, tienen una influencia significativa en las propiedades mecánicas de la masa inyectada, esto indica que los ensayos de laboratorio deben conducirse con arenas representativas del depósito a ser inyectado

Por otro lado, Kaga y Yonekura (1991) evaluaron las propiedades de la arena inyectada, cambiando la resistencia de la mezcla de inyección, la densidad y la distribución de tamaños de la arena en un amplio rango de valores. Además de encontrar una expresión exponencial que relaciona la resistencia de la arena impregnada con la resistencia de la sustancia pura⁹, determinaron que existen límites dentro de los cuales la resistencia de la arena inyectada es proporcional a la compacidad de la arena y límites en donde esta resistencia no es proporcional a la compacidad.

La Fig. 2.18 muestra los resultados típicos de la investigación realizada a este respecto. La Fig. 2.19 muestra la relación entre la resistencia de la arena impregnada y la resistencia de la mezcla pura, con las cuales a través de una correlación adecuada se obtuvo la expresión mencionada anteriormente.

Chang y Woods (1992) realizaron ensayos de columna resonante para identificar los factores que afectan el módulo de cortante (G) a bajos niveles de deformación de las arenas cementadas artificialmente con diversos materiales. Dichos investigadores encontraron que el incremento en el módulo G de las arenas cementadas depende de factores como el nivel de

$$^9 q_u = B + A(q_{uH})^n$$

en donde:

q_u = Resistencia a la compresión no confinada de la masa inyectada

q_{uH} = Resistencia de la sustancia de inyección pura (silicato de sodio)

A , B y n = Coeficientes que se evaluaron aplicando el criterio de falla de Mohr – Coulomb y el modelo del material compuesto.

cementación (definido como el porcentaje de los vacíos del suelo ocupados por la sustancia química), el número de puntos de contacto entre las partículas de suelo en los cuales se desarrollan los enlaces con el material cementante (que se define a través del parámetro D_{10} y del coeficiente de uniformidad del material (C_u), y de las propiedades del material cementante.

La Fig. 2.20 muestra la forma en la que dichos autores interpretan la influencia en el nivel de cementación en la resistencia de las arenas impregnadas.

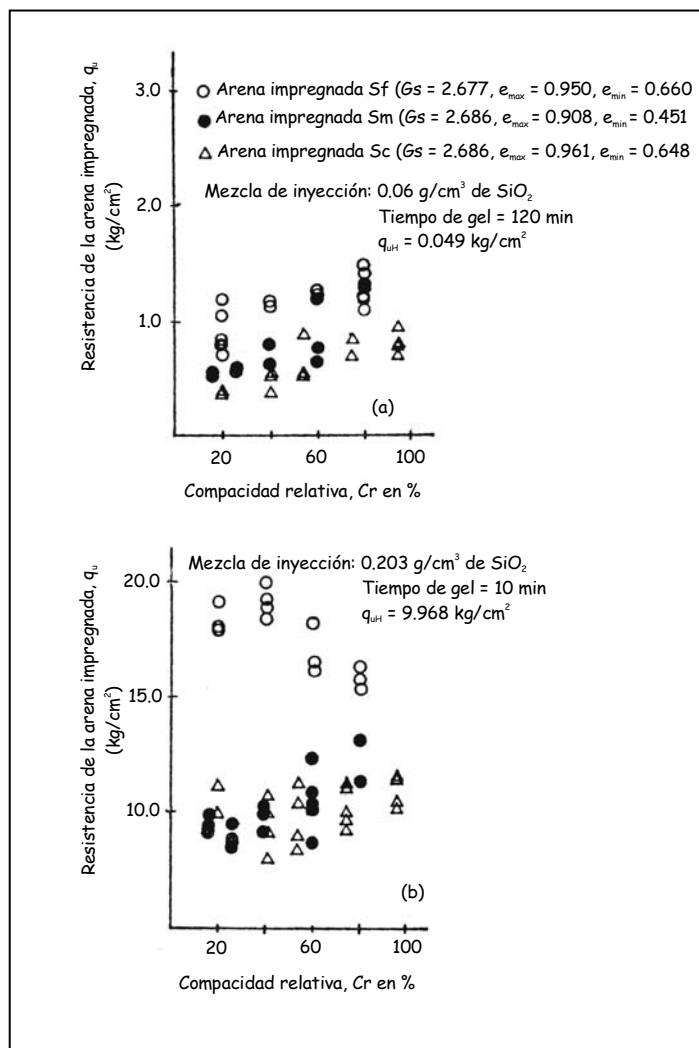


Fig. 2.18 Relación entre la compacidad relativa (Cr) y la resistencia de la arena impregnada (Kaga y Yonekura, 1991)

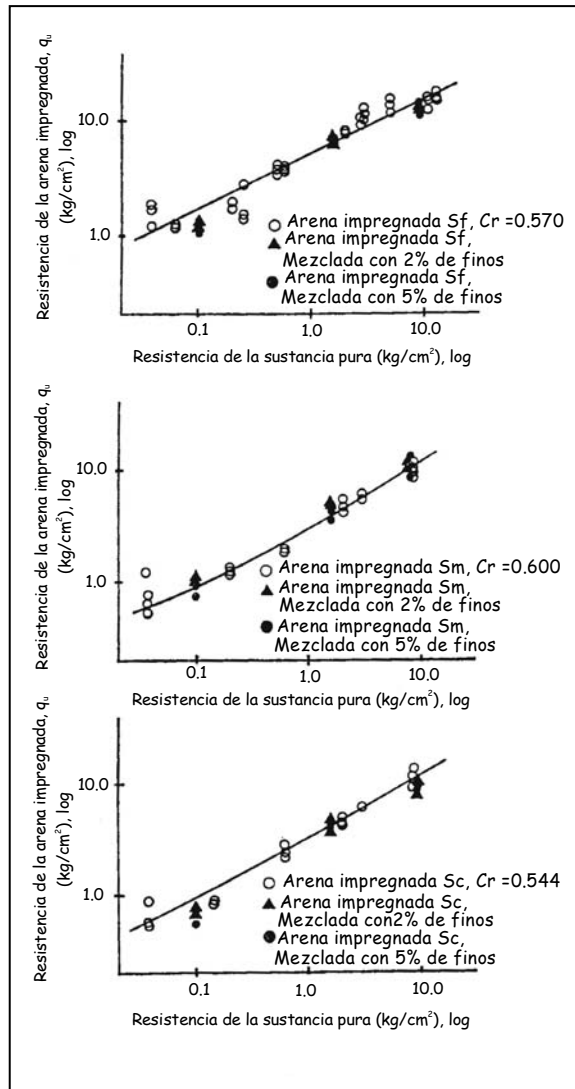


Fig. 2.19 Relación entre la resistencia de la arena impregnada y la resistencia de la sustancia pura (Kaga y Yonekura, 1991)

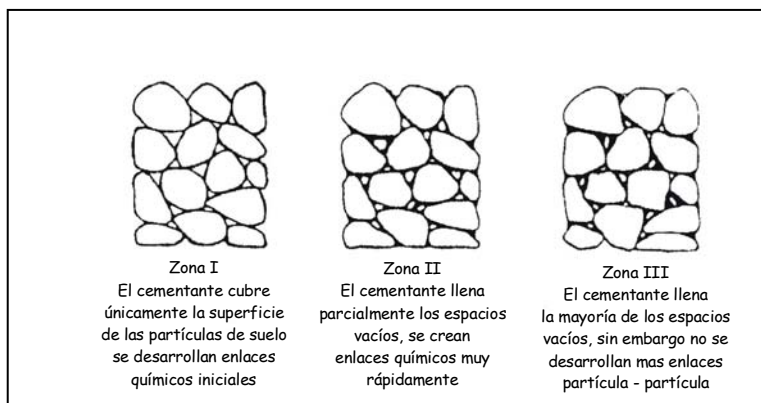


Fig. 2.20 Interpretación de las zonas de influencia del grado de cementación (Chang y Woods, 1992)

Con base en sus resultados experimentales, estos investigadores concluyeron que en los suelos con bajos grados de cementación ($C = 0\%$ a 26%), el suelo exhibe cierto nivel de enlaces iniciales entre las partículas en diversos puntos de contacto, debido a que el cementante cubre parcialmente la superficie de las partículas de suelo, este nivel se identificó como zona I. Para grados de cementación intermedios ($C = 41\%$ a 46%), se desarrollan la mayoría de los enlaces químicos en los puntos de contacto, y es en esta etapa en donde predomina en la resistencia la rigidez del esqueleto de suelo, este grado se identificó como zona II. Para los grados de cementación identificados como de zona III con contenidos de cementante (C) del 64% al 85% , se llenan la mayoría de los espacios vacíos entre las partículas de suelo, y es difícil distinguir las partículas del suelo con el cementante. En este caso, es más evidente efecto del cementante adicional como material de relleno, y cualquier cantidad adicional de cementante, resulta en un incremento el modulo de cortante provocado por el llenado de los vacíos en lugar del incremento en la rigidez del esqueleto de suelo. La Fig. 2.21 ilustra el efecto del grado de cementación en el módulo de cortante en términos de la relación del modulo de rigidez del suelo cementado entre el módulo de rigidez del suelo sin cementar.

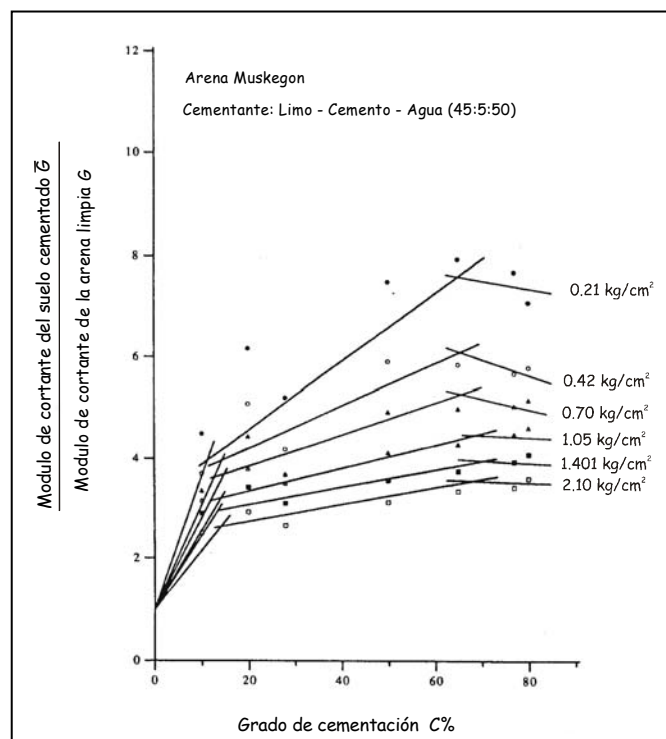


Fig. 2.21 influencia del grado de cementación en el modulo de cortante del suelo cementado (Chang y Woods, 1992)

Maher *et al.*, (1994) realizaron una serie de ensayos de compresión triaxial (CU y CD) y triaxial cíclica, con el objeto de evaluar la respuesta de una arena químicamente estabilizada ante la acción de cargas tanto monotónicas como cíclicas. Utilizando la arena de Ottawa 20 - 30 y analizando el comportamiento para tres tipos de mezclas de inyección: silicato de sodio, polímero de acrilato (AC - 400) y microcemento (MC - 500) encontraron que tanto el silicato de sodio como el acrilato, en concentraciones que van de 20 a 60%, incrementan la resistencia de la arena tanto en la licuación inicial como en el 5% (de deformación de doble amplitud), de movilidad cíclica¹⁰ (Fig. 2.22).

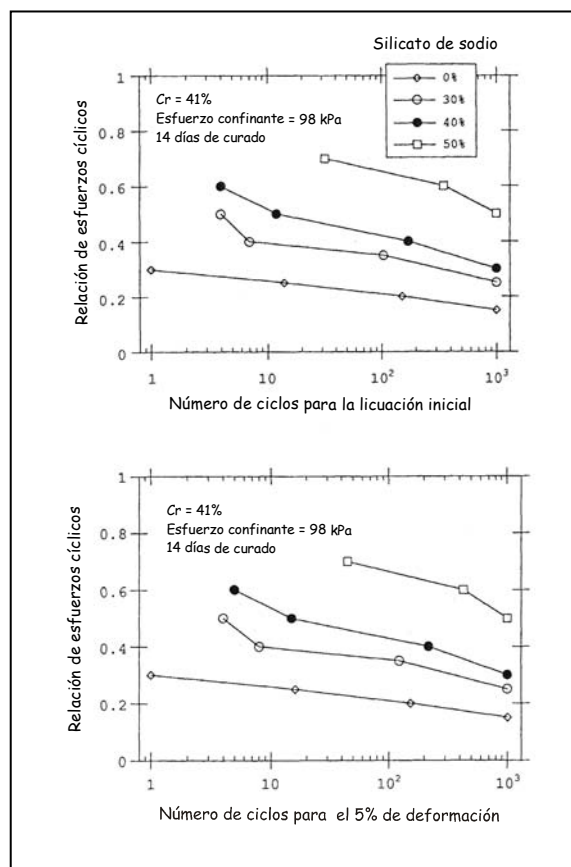


Fig. 2.22 Influencia del contenido de silicato de sodio en la licuación inicial y la movilidad cíclica para la arena de Ottawa 20-30 Maher *et al.*, (1994)

¹⁰ En el capítulo 1 se mencionó que el fenómeno de licuación se define a través de dos conceptos generales: 1) *Licuación por falla de flujo* y 2) *Licuación inicial y movilidad cíclica*. La primera ocurre cuando una arena saturada y suelta pierde la mayoría de su resistencia al esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga monotónica o cíclica y fluye como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes sean tan pequeños como la resistencia al esfuerzo cortante reducida. La *licuación por falla de flujo* solo es posible cuando la resistencia en estado estable es menor que el esfuerzo cortante actuante. La *licuación inicial o movilidad cíclica*, ocurre cuando el valor de la presión de poro generada en una arena saturada sometida a esfuerzos cíclicos en condiciones no drenadas, iguala momentáneamente al esfuerzo confinante y el esfuerzo efectivo se hace cero. Subsecuentemente, las deformaciones durante cada ciclo de carga se hacen cada vez más grandes.

Con la adición de microcemento (cuyas relaciones agua - cemento variaron de 3:1 a 5:1) a la arena, no se observó licuación inicial ni movilidad cíclica del 5% a todos los niveles, sin embargo a juicio de quien escribe, al considerar el uso de este producto en arenas susceptibles a licuación se debe evaluar la factibilidad de la impregnación en el laboratorio con muestras de suelo procedentes del sitio que se quiere mejorar, esto debido a que el tamaño de las partículas del microcemento puede no ser aún el adecuado para la impregnación de ciertas arenas finas.

Finalmente, Ata y Vipulanandan (1998) evaluaron el papel de la cohesión y la capacidad de adhesión de la sustancia química en el comportamiento mecánico de las arenas estabilizadas químicamente con silicato de sodio. Las propiedades cohesivas las definieron como la resistencia y el módulo de elasticidad de la sustancia pura determinadas con pruebas de compresión no confinadas (Fig. 2.23).

La adhesión o capacidad de enlace la definieron como la interacción física o química (o ambas), de dos materiales en su interfase, y la evaluaron a través del modelo que se ilustra en la Fig. 2.24.

Con estos resultados, los investigadores obtuvieron una relación hiperbólica entre la resistencia a la compresión de la mezcla pura y las propiedades adhesivas del sistema suelo sustancia, para definir la resistencia a la compresión de la arena inyectada, concluyendo que estos son los parámetros más influyentes en dicho comportamiento. Así mismo presentaron curvas de diseño para estimar la resistencia a la compresión usando la porosidad de la arena y las resistencias adhesivas y cohesivas de la mezcla de inyección.

En esta investigación y después de un análisis comparativo con diversos productos viables para el desarrollo de la misma, se seleccionaron la sílice humo y la sílice coloidal como posibles sustancias para el tratamiento de depósitos de suelos susceptibles a licuación.

Los argumentos que guiaron a la elección de uno de estos productos se exponen en el siguiente capítulo.

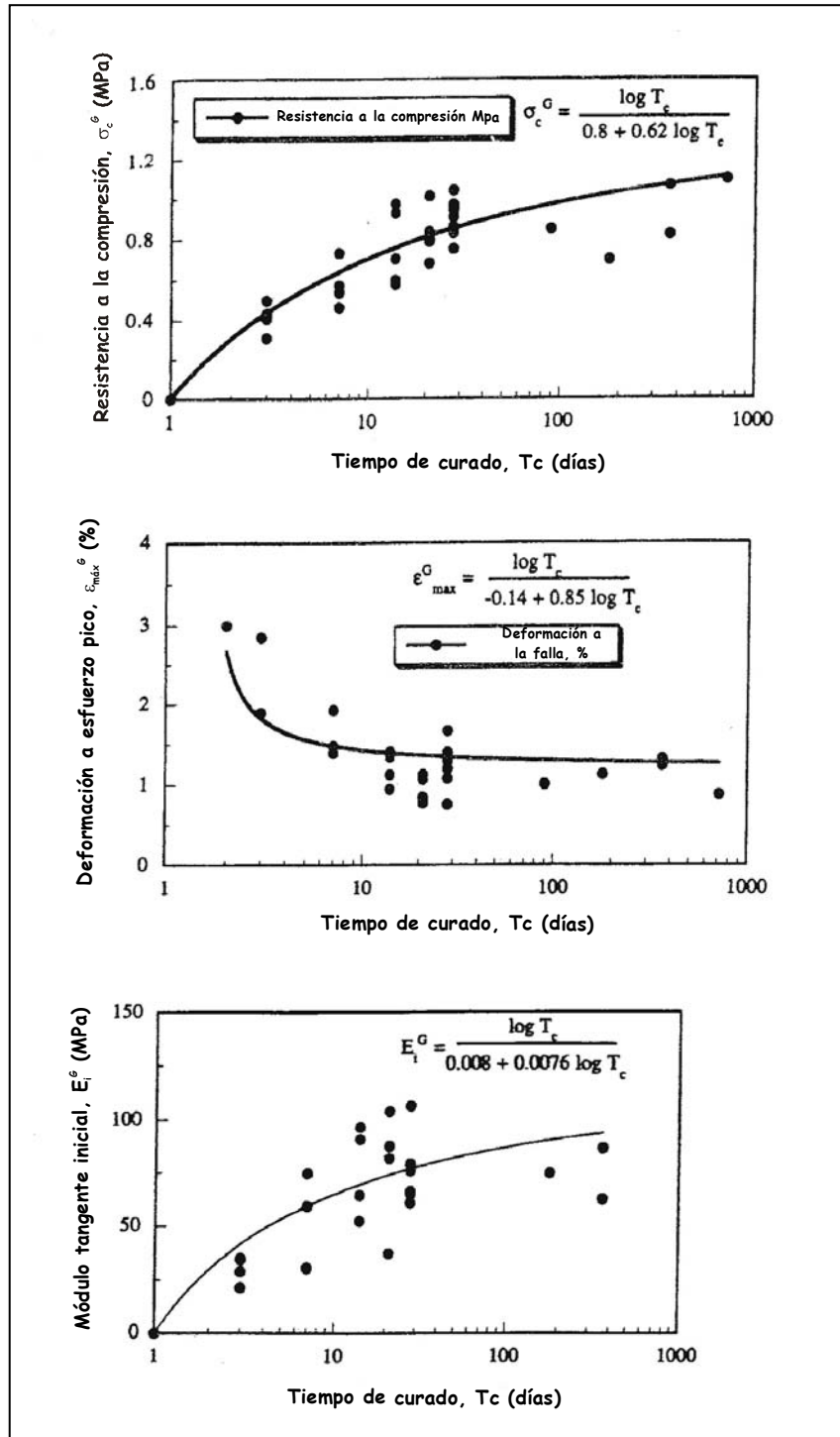


Fig. 2.23 Variación de los parámetros de cohesión con respecto al tiempo de curado, mezcla de silicato de sodio (Ata y Vipulanandan, 1998)

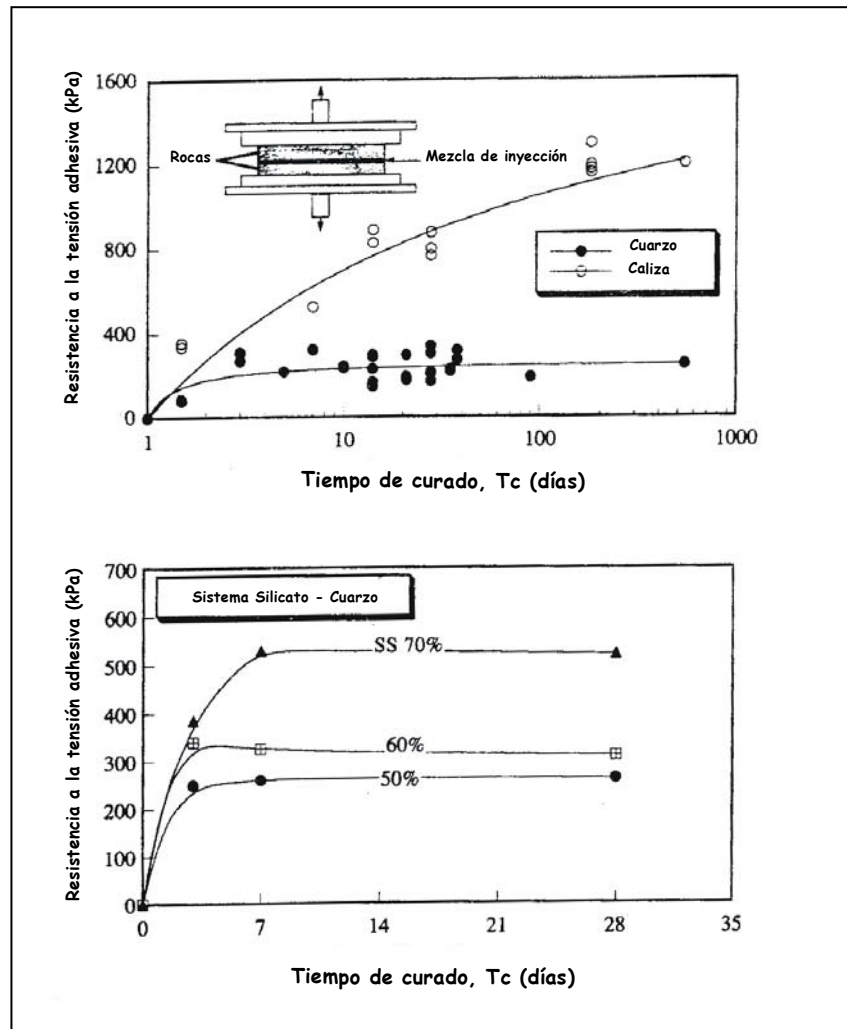


Fig. 2.24 Variación de los parámetros de la adhesión con respecto al tiempo de curado (Ata y Vipulanandan, 1998).

2.5 Conclusiones

La inyección de sustancias químicas ha demostrado ser un medio eficiente para mejorar las propiedades de resistencia y deformación de los suelos granulares en zonas de alta concentración urbana.

La investigación al respecto de esta técnica ha conducido a la obtención de nuevos materiales, que no solo aumentan su eficiencia si no que son competitivamente económicas al compararlas con otras sustancias y con cualquier otro medio de mejoramiento del suelo.

Las suspensiones de inyección utilizadas en el mejoramiento de suelos son:

- a) Suspensiones de cemento
- b) Suspensiones de arcilla - cemento
- c) Suspensiones de bentonita - cemento
- d) Suspensiones de arcilla

Las sustancias de inyección más comunes son:

- a) Sistemas de silicato de sodio
- b) Acrilamidas
- c) Lignosulfatos
- d) Fenoplásticos
- e) Aminoplásticos

Las principales propiedades de las mezclas químicas de inyección son:

- a) Permanencia mecánica
- b) Viscosidad
- c) Resistencia
- d) Permanencia química
- e) Tiempo de gel
- f) Toxicidad
- g) Sinéresis

Cuando se evalúa un nuevo producto para ser utilizado como sustancia de inyección, es recomendable tomar en cuenta que dicho producto debe cumplir con las siguientes características:

1. Debe ser soluble en agua
2. Debe ser insensible a las condiciones de almacenamiento

3. No debe ser tóxico, corrosivo y explosivo
4. Su viscosidad debe ser muy baja y debe permanecer estable en condiciones normales de temperatura
5. Debe ser de bajo costo
6. No debe ser reactiva a la calidad del agua freática, y debe ser estable a un pH igual o mayor a 7
7. Debe formar un gel de alta resistencia

La mezcla de inyección adecuada para mitigar los riesgos a licuación debe ser tal que se adapte a las características del suelo, a las condiciones de los esfuerzos aplicados, de tal forma que se asegure una buena calidad en la impregnación y un buen comportamiento durante la ocurrencia de un evento sísmico.

2.6 Referencias

Acar, Y. B. y El-Tahir, (1986). "Low strain dynamic properties of artificially cemented sand," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 112, No. 1, pp. 1001 - 1015.

Aparicio, M. (1997). *Manual de túneles y obras subterráneas*, Cap. 17, Ed. Entorno Gráfico, Madrid.

Ata A. y Vipulanandan, C. (1998). "Cohesive and adhesive properties of silicate grout on grouted - sand behavior," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 1, pp. 38 - 44.

Bader, A. F., Krizek, R. J. y Hayward, W. B. (1982). "Injection and distribution of silicate grout in sand," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 540 - 563.

Bell, F. G. (1993). *Engineering treatment of soils*. Ed. E & FN Spon, Great Britain.

Caron, C. (1982). "The state of grouting in the 1980's," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 346 - 358.

Caron, C., Cattlin, P. y Herbst, T. F. (1975). "Injections," *Foundation Engineering Handbook*, Ed. Winterkorn & Fung, Van Nostrand Reinhold, N. Y.

Chang, T. S. y Woods, R. D. (1992). "Effect of particle contact bond on shear modulus," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 118, No. 8, pp. 1216 - 1233.

Christopher, B. R., Atmatzidis, D. K., y Krizek, R. J. (1989). "Laboratory testing of chemically grouted sand," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 2, No. 2, pp. 109 - 118.

Clough, G. W., Kuck, W., y Kosali, G. (1979), "Silicate Stabilized Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, GT1, pp. 65 - 82.

Davidson, R. y Pérez, J. (1982). "Properties of chemically grouted sand at Locks and Dam No. 26," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, pp. 433 - 449.

Glossop, R. (1968). "The rise of geotechnology and its influence on engineering practice," *Geotechnique*, No. 18, p.p. 107 - 117.

Hayward, W. B. (1982). "Planning and performing structural chemical grouting," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 515 - 539.

Kaga, M. y Yonekura, R. (1991). "Estimation of strength of silicate - grouted sand," *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol. 31, No. 3, p.p. 43-59.

Karol, R. H. (1968). "Chemical grouting technology," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM - 1, p.p. 337 - 353.

Karol, R. H. (1982). "Chemical grouts and their properties," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 359 - 377.

Krizek, R. J., Benitayf, M. A. y Atmatzidis D. K. (1982). "Effective stress-strain-strength behavior of silicate-grouted sand," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, pp. 482 - 497.

Krumbein, W. C. y Sloss L. L. (1955). "Stratigraphy and sedimentation," W. H. Freeman and Co., San Francisco Calif.

Kutzner, C. (1996). *Grouting of Rock and Soil*, Ed. A. A. Balkema, Rotterdam.

Littlejohn, G. S. (1982). "Design of cement based grout," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 35 - 48.

Maher, M. H., Ro, K. S. y Welsh, J. P. (1994). "Cyclic undrained behavior and liquefaction potential of sand treated with chemical grouts and microfine cement (MC-500)," *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 27, No. 2, pp. 159 - 170.

Marsal, R. J. (1963). "Contact forces in soils and rockfill materials," *Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 67 - 98.

Martak, L. (1988). "Erfahrungen mit Injektionsverfahren Beim U-Bahn-Bau in Wien," No. 11, p.p. 198-209. DGEG.

Nonveiller, E. (1989). *Grouting Theory and Practice*, Ed. Elsevier, Amsterdam.

O' Connor, K., Krizek, R. J. y Atmatzidis, D. (1978). "Microcharacteristics of chemically stabilized granular materials," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, GT7, pp. 939 - 952.

Poremba, H. (1976). "Stand der injektionstechnik bei der herstellung chemischer bodenverfestigungen," *Vorträge der Baugrundtagung*. Nürnberg, p.p. 773-787. DGEg.

Santos Moreno, A. (1997). "Inyecciones de impregnación y fracturación," *Curso Sobre Técnicas Generales de Refuerzo y sus Aplicaciones*. CEDEX.

Saxena, K. S., Avramidis, A. S. y Reddy, K. R. (1988). "Dynamic moduli and damping ratios for cemented sand at low strains," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 2, pp. 353 - 368.

Stetzler, B. U. (1982). "Mechanical behavior of silicate grouted soil," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, p.p. 498 - 514.

Warner, J. (1972). "Strength properties of chemically solidified soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM -11, pp. 1163 - 1185.

3

MATERIALES Y MÉTODOS EXPERIMENTALES

3.1 El subsuelo del puerto industrial de Lázaro Cárdenas Michoacán

3.1.1 Introducción

Uno de los sitios dentro de la República Mexicana que sufrieron el fenómeno de licuación durante un evento sísmico, es la zona del puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Michoacán, México. Debido a las características de sus depósitos de suelo y a que se encuentra dentro del área de más alto riesgo sísmico, esta es una de las zonas de mayor posibilidad de incidencia del fenómeno en el país. Esto se hace evidente al considerar que es el único lugar del que se tienen registros de dos antecedentes documentados de ocurrencia de licuación: Marzo de 1979 y Septiembre de 1985 (Tamez, 1987; Rocha, 1987).

Por otra parte, la eficiencia de la estabilización química de los depósitos de suelo depende de factores como las características físicas del suelo, las propiedades físico-químicas de la sustancia de inyección y la interacción entre las partículas del suelo impregnado y la sustancia química.

Así mismo, se considera que es importante que el análisis en laboratorio de las variables que rigen el comportamiento del sistema suelo-sustancia se realice con suelos de depósitos naturales, de tal forma que sus propiedades y características se asemejen lo más posible a las de un suelo con la problemática que se desea resolver.¹

No obstante que el enfoque principal de este trabajo está encaminado hacia el análisis del efecto de la estabilización química en el comportamiento mecánico de los depósitos de suelo licuables y no al análisis de este mismo comportamiento para un depósito de suelo en particular, y debido a las razones dadas anteriormente, se decidió trabajar con muestras de suelo provenientes de la zona industrial de Lázaro Cárdenas, Michoacán (ALC).²

En la primera parte de este capítulo se presenta una descripción general de la geología, sismicidad y tipo de suelo de la región donde se localiza la Arena de Lázaro Cárdenas. La segunda parte consiste en una síntesis de los análisis de laboratorio para la caracterización del suelo; y en la última parte, se presenta un análisis de los ensayos de caracterización de la sustancia química empleada en esta investigación.

3.1.2 Geología de la zona de muestreo

La ciudad y el puerto industrial de Lázaro Cárdenas Michoacán, se encuentran localizados sobre los depósitos del delta del río Balsas, cercanos a la costa del pacífico y justamente sobre la brecha³ de Michoacán de la zona de subducción de la República Mexicana. Este delta se formó durante varias épocas glaciares e interglaciares que ocasionaron la acumulación y erosión de materiales provocados por los cambios en los niveles del mar, y se compone de varias unidades geológicas (Fig. 3.1): a) los médanos, aluviones y manglares cercanos a las playas, b) los depósitos de planicie costera, c) el delta antiguo y d) el delta moderno, estos

¹ En el caso del presente trabajo de investigación, la problemática a resolver es la susceptibilidad a licuación de los suelos.

² A partir de este capítulo, la muestra de suelo de Lázaro Cárdenas Michoacán se abreviara como ALC (cuyo significado es Arena de Lázaro Cárdenas).

³ Brecha = Hueco, "gap" sísmica que se llenó con el sismo del 19 de Septiembre de 1985

últimos, los más importantes debido a su uso, extensión y al desarrollo de infraestructura sobre ellos.¹

Los depósitos del delta antiguo están formados por conglomerados, aluviones, arenas y suelos finos en estado muy compacto. Los depósitos del delta moderno están formados por aluviones, gravas, arenas y arenas limosas en estado suelto a medianamente compacto.

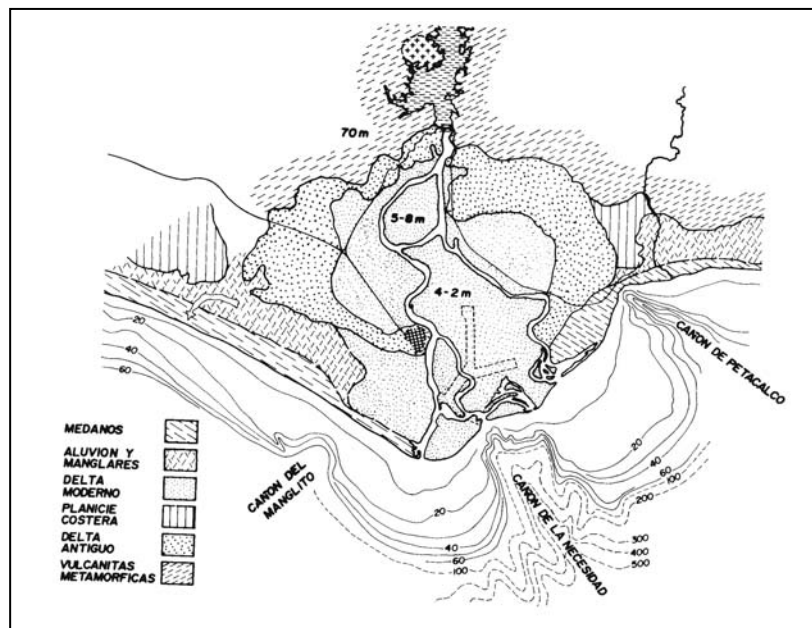


Fig. 3.1 Geología del delta del río Balsas (Mosser, 1987)

3.1.3 Estratigrafía de los depósitos de suelo del delta moderno

La Fig. 3.2 muestra la localización de los sitios S1, S2 y S3 en la zona industrial de Lázaro Cárdenas Mich., de los cuales se obtuvieron las estratigrafías mostradas en las Figs. 3.3, 3.4 y 3.5 respectivamente.

En la Fig. 3.3 se muestran los perfiles estratigráficos de dos sondeos localizados en el sector sureste del complejo industrial SICARTSA (sitio marcado como S1 en la Fig. 3.2), en ella se observa en términos generales, que el perfil del suelo consiste hasta 15 m a partir de la

¹ En el delta antiguo se encuentra asentada la ciudad de Lázaro Cárdenas, y en el delta moderno se encuentra toda la infraestructura industrial de la zona.

superficie de suelos blandos (arenas arcillosas y arenas limosas); a partir de este estrato y hasta una profundidad aproximada de 75 m existen estratos de arena muy resistentes. De acuerdo con Santoyo (1987), los agrietamientos observados como consecuencia del sismo de septiembre de 1985 fueron indicios de la ocurrencia de licuación en los estratos de arena suelta del primer estrato.

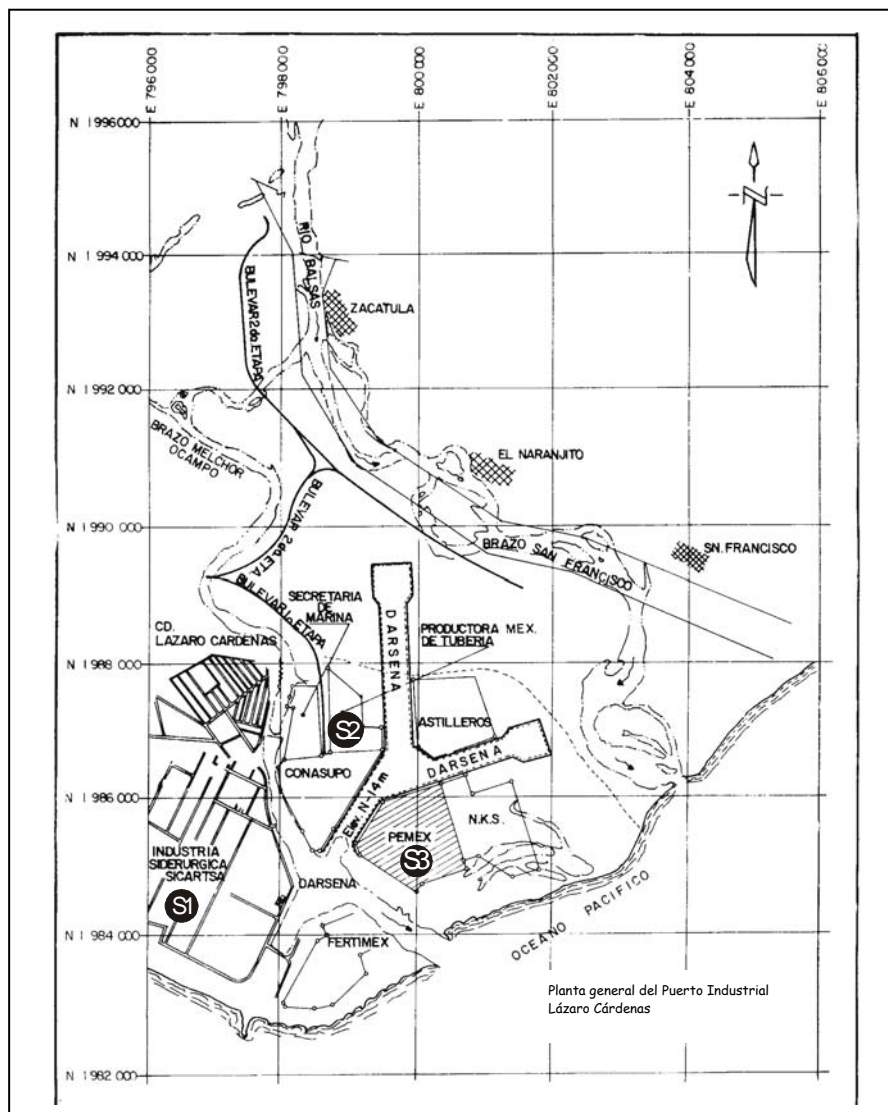


Fig.3.2 Localización de sondeos (Tamez,1987)

La Fig. 3.4 ilustra una sección estratigráfica del sitio marcado como S2 en la Fig. 3.2 (Productora Mexicana de Tubos). Dicha sección se elaboró con los datos de perfiles estratigráficos de diversos sondeos con prueba de penetración estándar realizados en la zona. En términos generales, el subsuelo consiste en: a) un primer estrato de suelos limosos y

arcillosos (ML, CL-ML, CL, MH-CH), que forman la cubierta natural del terreno y que superficialmente se encuentran agrietados y preconsolidados por secado, pero que son suaves hacia abajo; b) un segundo estrato de arena fina limpia y de arena limosa (SP, SP-SM, SM), cuya compacidad aumenta con la profundidad, sin embargo en este mismo estrato existen sitios con susceptibilidad a licuación; y c) un tercer estrato compuesto por aluviones granulares (SP, SW, SP-SM, SW-SM, SM, SC, GP, GW, GP-GM, GW-GM, GM, GC). Por el alto contenido de grava, se observó una variabilidad en la compacidad relativa, sin embargo, en general estos depósitos están localmente sueltos.

Finalmente, el perfil mostrado en la Fig. 3.5 representa un sondeo del sitio marcado como S3 en la Fig. 3.2, localizado en las inmediaciones de los tanques de almacenamiento y distribución de la empresa Petróleos Mexicanos (PEMEX). En esta zona el subsuelo consiste en un primer estrato de espesor variable (de entre 0 y 4 m) de relleno de arena y grava subangulosa con boleos aislados. Después de éste subyace una capa delgada de suelo arcilloso o limo arenoso con materia orgánica. Posteriormente, se encuentra un estrato de entre 4 y 6 m de espesor de arena poco limosa de color café de estado suelto a denso. Debajo de éste se encuentra un estrato de espesor promedio de 16 m de arena con grava de subangulosa a redondeada de color café gris.

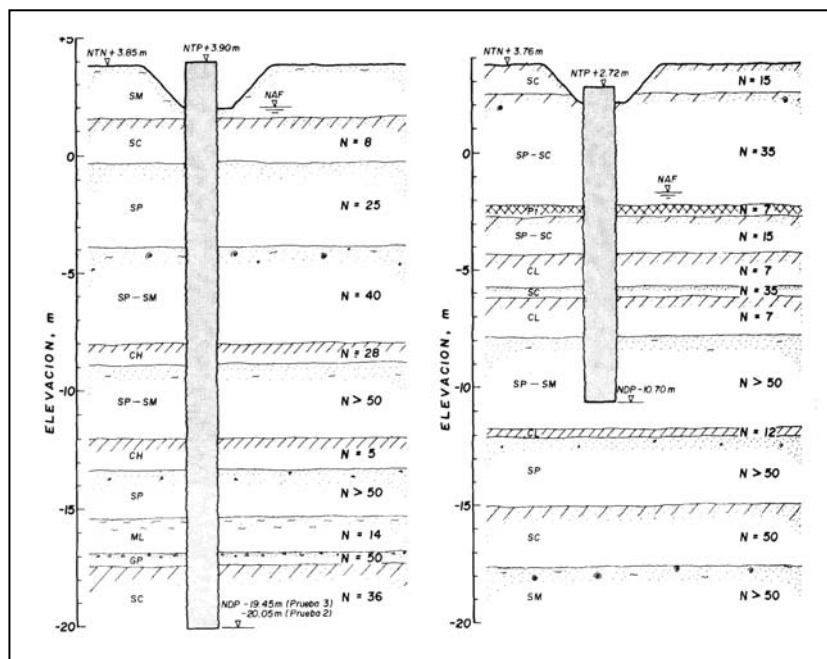


Fig. 3.3 Perfiles estratigráficos del sitio S1 (Santoyo, 1987)

La baja compacidad de algunos estratos superficiales e intermedios observados en los perfiles anteriores obliga a tomar en cuenta, para el diseño y construcción de estructuras posteriores, la susceptibilidad a licuación de los depósitos de suelo, así como la búsqueda de medidas de remediación y refuerzo en los depósitos de suelo debajo de estructuras existentes.

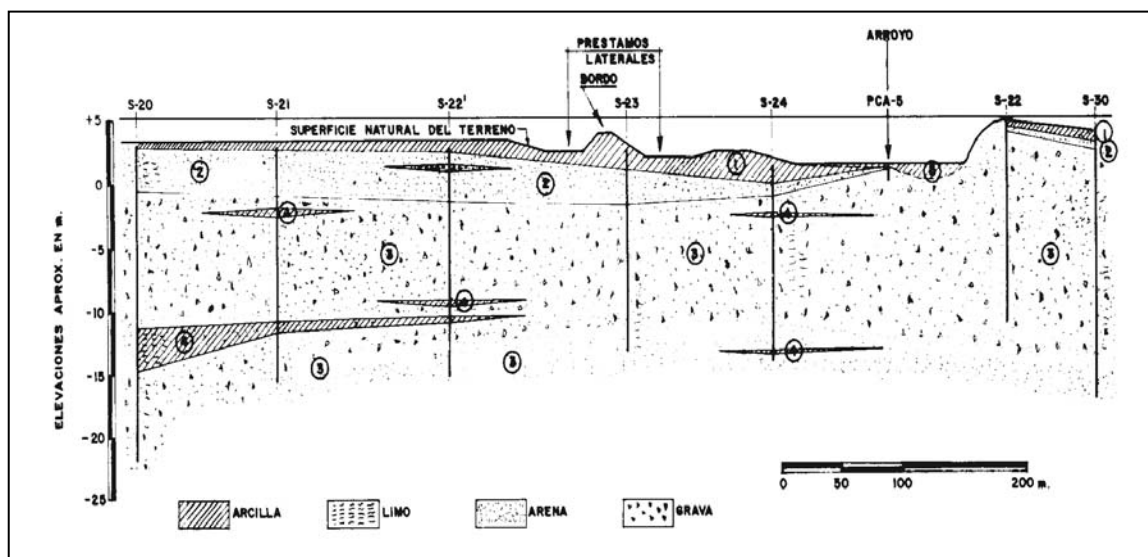


Fig. 3.4 Perfiles estratigráficos del sitio S2 (Rocha, 1987)

3.1.4 Descripción del sitio de muestreo

En la Fig. 3.6 se localiza el sitio de donde se obtuvo la muestra de suelo usada en el análisis experimental del presente trabajo. Se trata de un terreno localizado en el extremo sur de la isla el Cayacal, del municipio de Lázaro Cárdenas, Mich., con dimensiones de 326 x 324 m y colinda al noroeste con la dársena oriente, al noreste con el depósito de carbón, al sureste con la carretera que comunica al puerto industrial con la ciudad de Lázaro Cárdenas, y al suroeste con la industria NKS. En este predio se depositarán de manera definitiva las cenizas de residuo de la termoeléctrica "Presidente Plutarco Elías Calles". En el depósito se construirán tres pilas de ceniza, y cada una tendrá un revestimiento de fondo formado por una membrana plástica de polietileno de alta densidad, drenes para lixiviados, bordos permeables y canales, y una laguna de evaporación. El muestreo consistió en una excavación cónica de 2 m de profundidad y de aproximadamente 0.60 m de diámetro del fondo y de 1.8 m de diámetro en la superficie, estas dimensiones fueron limitadas por el nivel freático y la estabilidad de las paredes de la excavación.

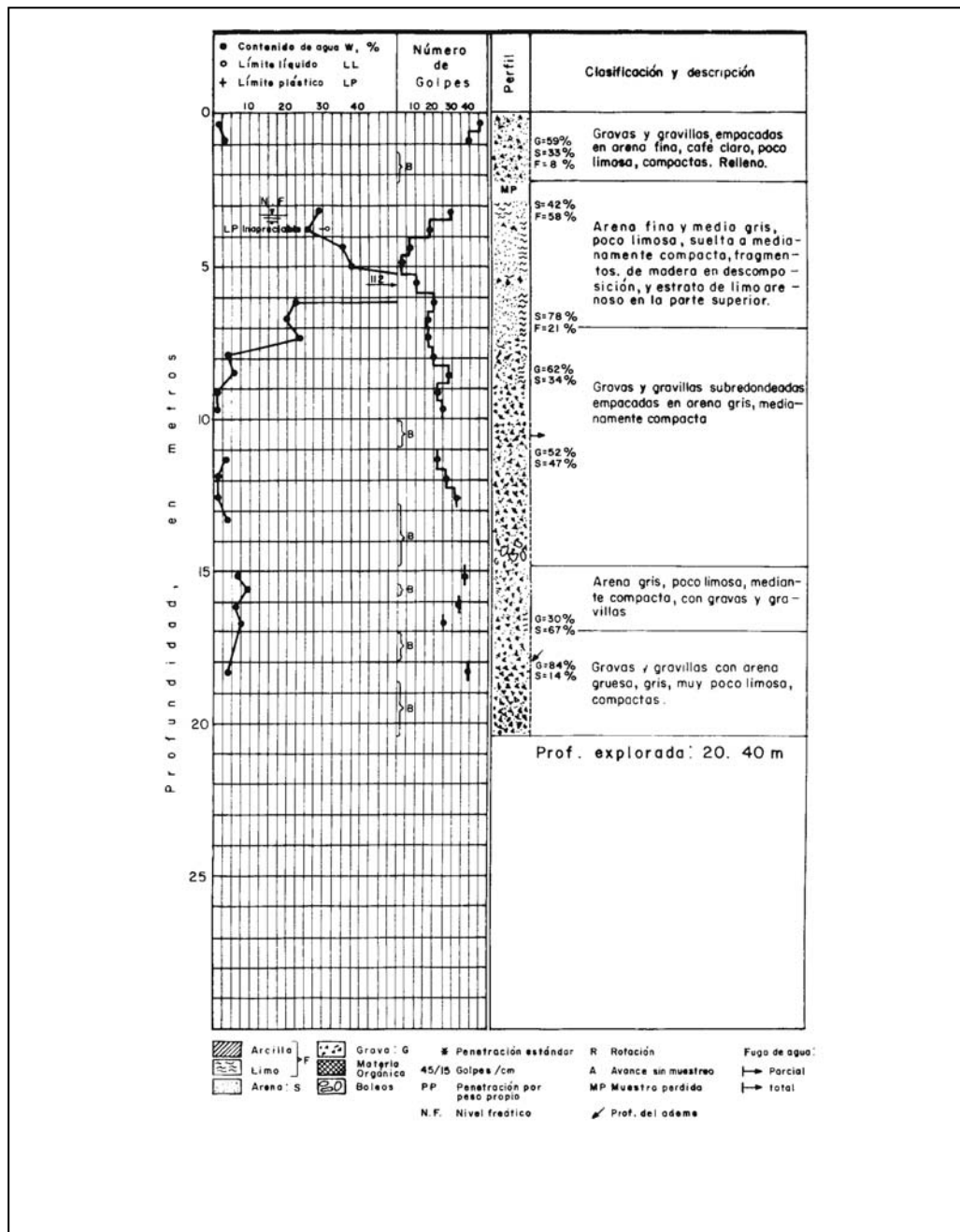


Fig. 3.5 Perfil estratigráfico del sitio S3 (Rocha, 1987)

La localización y profundidad del sondeo se eligió con base en la revisión de los perfiles estratigráficos de análisis anteriores (Informe No. 97-59-GS, CFE, 1997). La Fig. 3.7 ilustra el perfil del pozo PCA3, contiguo al sitio de obtención de la muestra de suelo alterada.

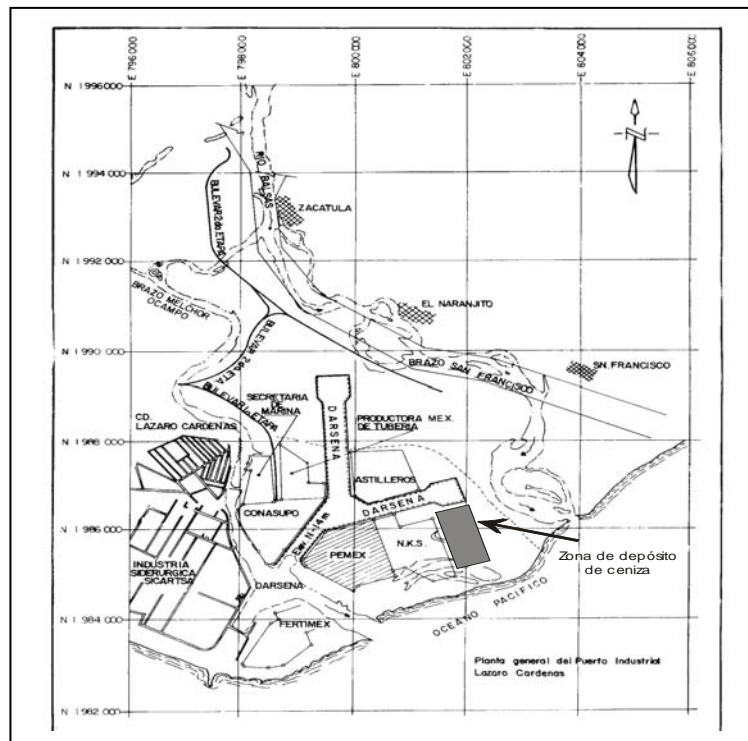


Fig. 3.6 Localización del sitio de muestreo (Tamez,1987)

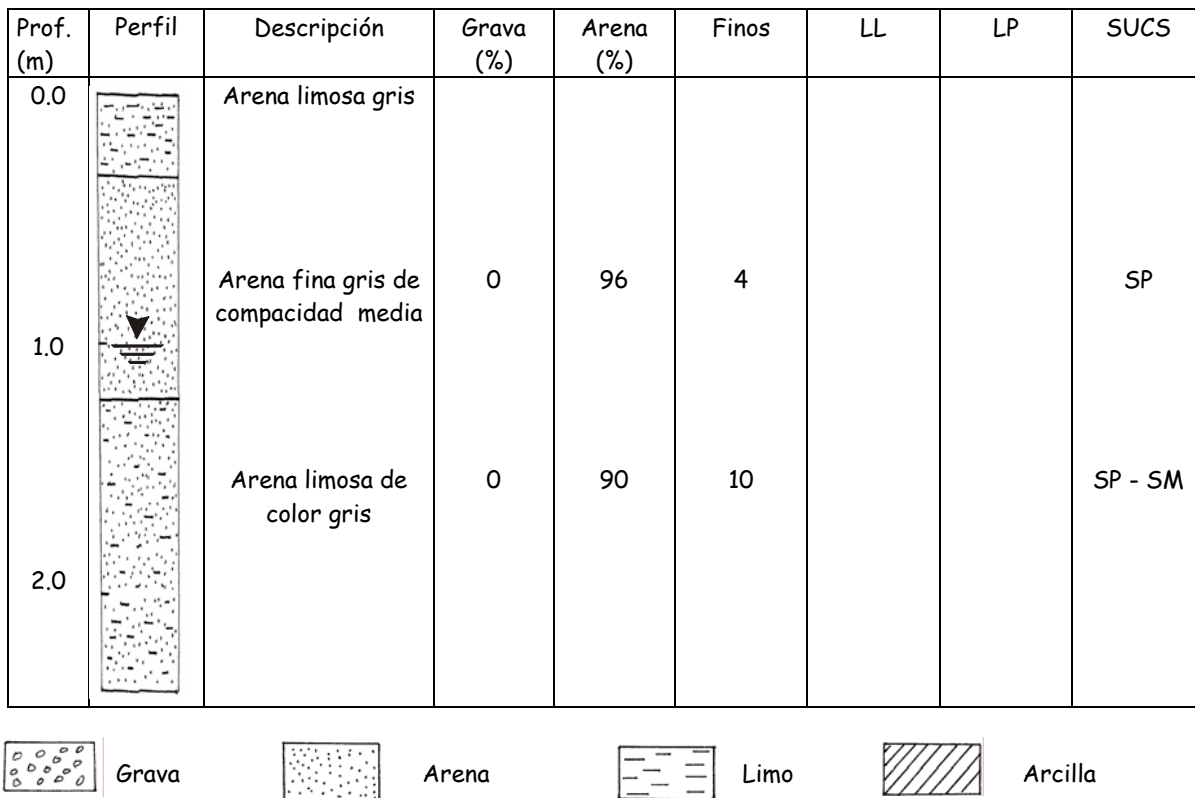


Fig. 3.7 Perfil del pozo PCA3 (Lázaro Cárdenas Michoacán).

3.1.5 Sismicidad en el puerto Industrial de Lázaro Cárdenas

En la Fig. 3.8 se muestra la posición tectónica del delta del río Balsas, en donde se aprecia la posición relativa de la placa de Cocos con respecto a la placa de Norteamérica formando una trinchera a 4 km de profundidad y a una distancia aproximada de 40 km de la playa.

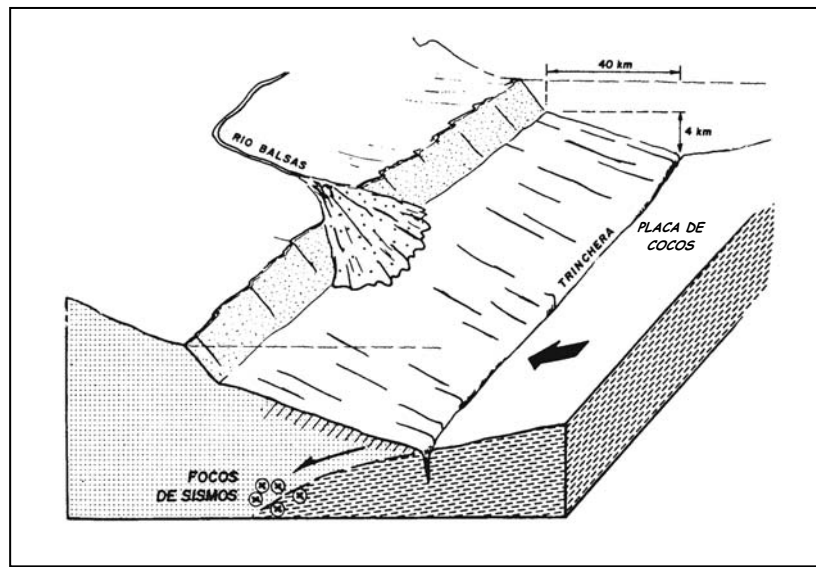


Fig. 3.8 Posición tectónica del delta del río Balsas (Mosser, 1987)

La mayor densidad de los daños provocados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 (cuyo epicentro se registró cercano a la población), tuvo lugar en el delta moderno formado por suelos sueltos, en esta zona se erigen los complejos industriales del lugar. La población de Lázaro Cárdenas no sufrió daños de importancia ya que se cimentó en el delta antiguo.

Hasta antes de 1986 se tenía el registro de 10 sismos de magnitudes mayores a 6 (en la escala de Richter) en la zona de Lázaro Cárdenas Michoacán, cuyos epicentros se observan en la Fig. 3.9, de hecho durante la construcción de la cimentación de la siderúrgica de Lázaro Cárdenas (SICARTSA) después de los sismos de 1975, se consideró conveniente instalar una serie de acelerógrafos en dicha planta. Los datos recolectados por medio de estos instrumentos constituyeron los primeros registros importantes de aceleraciones del suelo en la región.

Alcántara *et al.*, (1987), evaluaron el efecto de amplificación en el subsuelo de delta del Río Balsas, el objetivo fue estimar la aceleración espectral en depósitos con características

similares a los estudiados a partir de registros de aceleraciones obtenidos en estaciones localizadas en roca.

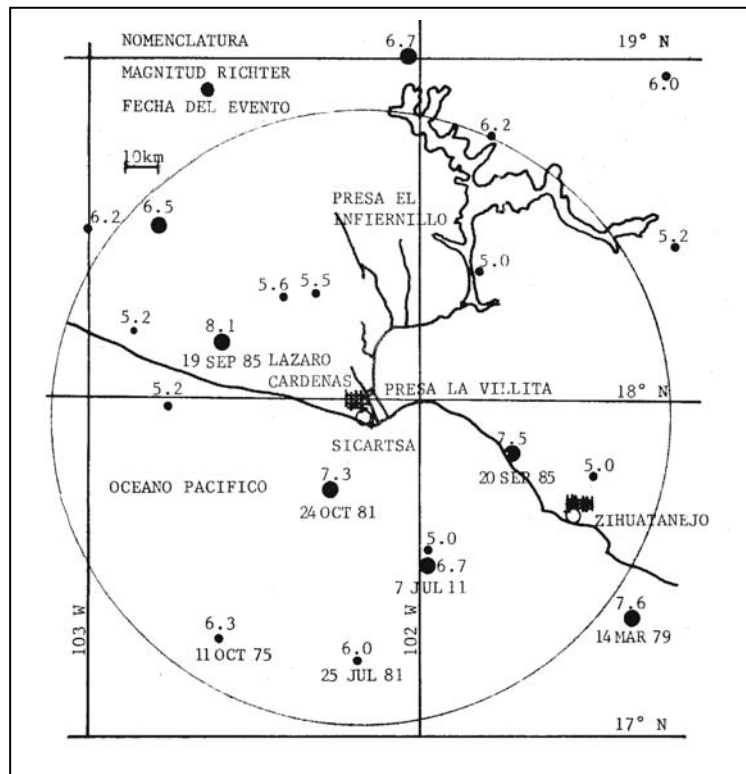


Fig. 3.9 Sismos de magnitud > 6 en la región de Lázaro Cárdenas (Zeevaert, 1987)

Los acelerogramas utilizados fueron los de los sismos del 14 de Marzo de 1979, 25 de Octubre de 1981, 19, 21 y 24 de Septiembre de 1985, y 30 de Abril de 1986.

Los epicentros de estos sismos se muestran en la Fig. 3.10 y la localización de las estaciones de acelerógrafos se indican en la Fig. 3.11.

De la Fig. 3.11, se puede observar que tres acelerógrafos se localizaban en la presa La Villita o en sus inmediaciones: VILB (en la base de la cortina), VILD y VILE en un afloramiento rocoso de gabra en la margen izquierda del Río, otros dos se localizaron en el interior del complejo industrial SICARTSA: SICC y SICM y un último se encontraba uno en la población Zacatula, Gro.: ZACA.

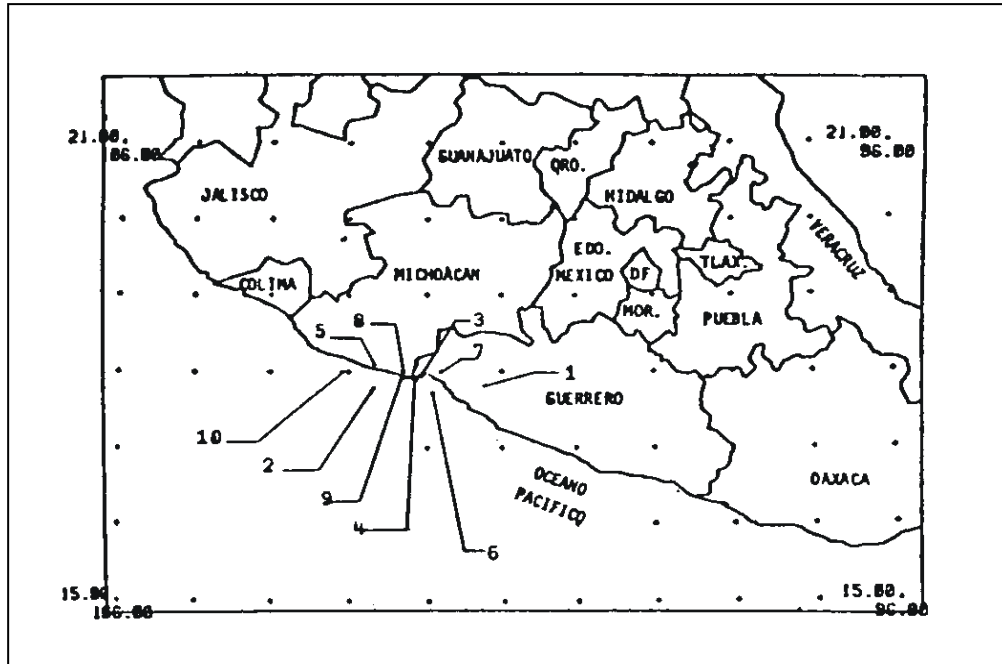


Fig. 3.10 Epicentros de sismos de análisis (Alcántara *et al.*, 1987)

Los registros correspondientes se muestran en la Tabla 3.1. Para el cálculo de la amplificación relativa se tomaron como base los registros de las estaciones VILB, VILD y VILE, consideradas desplantadas sobre terreno firme, y las estaciones para las cuales se calcularon los factores de amplificación fueron: ZACA, SICC Y SICM, localizadas en los depósitos aluviales del delta moderno.

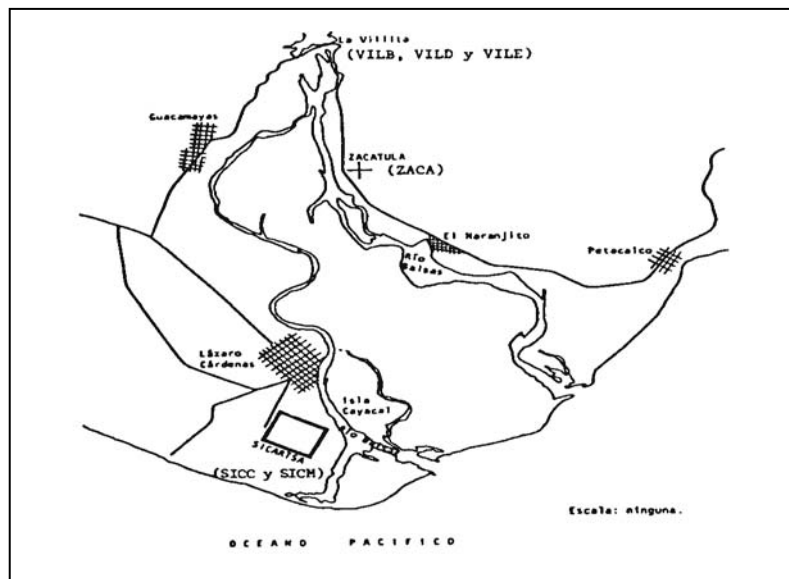


Fig. 3.11 Localización de acelerógrafos (Alcántara *et al.*, 1987)

Con base en los acelerogramas de estos eventos se obtuvieron los espectros de Fourier de amplitud de aceleración y se suavizaron empleando un filtro de un tercio de octava; con el resultado se calcularon las funciones de transferencia entre las diferentes estaciones realizando el coeficiente espectral y obteniendo la amplificación relativa (RA) entre dos sitios. Como funciones de entrada se tomaron los espectros de Fourier de las estaciones denominadas testigo (VILE; VILD ó VILB), y como funciones de salida los de las estaciones para las cuales se calculó la amplificación relativa (SICC, SICM, ZACA). A partir de esta información se determinó el cociente espectral para los distintos sitios.

Tabla 3.1 Registro de acelerógrafos de estudio (Alcántara *et al.*, 1987)

No	Sismo	Hora (HHMMSS)	Epicentro		Mag.	Estación	Dist. KM	a _{máx} (Gals)	a _{mín} (Gals)
			Lat. N	Long. W					
1	14-Mar-79	11:07:16	17.813	101.276	6.5	VILD	103	18	16
						SICC	101	307	290
2	25-Oct-81	03:35:37	17.741	102.709	5.2	VILB	62	15	15
						SICC	59	34	23
						SICM	59	14	14
3	25-Oct-81	07:39:52	18.014	102.018	4.5	VILB	20	14	25
						SICM	22	41	58
4	25-Oct-81	13:48:44	17.943	102.102	4.1	VILB	14	6	12
						SICM	11	20	17
5	19- Sep-85	13:17:19	18.108	102.707	8.1	VILE	56	121	108
						ZACA	59	264	271
6	21- Sep-85	01:37:12	17.618	101.815	7.5	VILE	61	25	41
						ZACA	59	67	75
7	24- Sep-85	07:03:16	18.005	101.871	3.9	VILD	36	11	11
						ZACA	33	15	12
8	24- Sep-85	18:35:58	18.062	102.346	3.9	VILD	16	12	15
						ZACA	19	10	8
9	24- Sep-85	22:37:27	18.000	102.257	3.8	VILD	6	9	15
						ZACA	9	11	10
10	30-Abr-86	07:07:18	18.026	103.168	6.4	VILD	105	24	24
						ZACA	108	48	54

Por medio de estos análisis encontraron que la amplificación relativa de sitios en el área de SICARTSA es de hasta 100 veces respecto a los sitios en roca, para frecuencias de entre 0.2 y 4 Hz (Sismo de 14 de marzo 1979) y que la influencia del espesor de suelo aluvial es importante ya que para los datos analizados de la estación ZACA, de menor espesor de suelo aluvial, las amplificaciones fueron de 2 a 3 veces para frecuencias de 0.2 a 5 Hz..

El sismo del 19 de septiembre de 1985, considerado como uno de los más grandes en la historia de México, tuvo efectos considerables en la zona epicentral, (Michoacán, Guerrero, Colima) y sobre todo en el interior de la República (Distrito Federal y Jalisco, por ejemplo). Para la región de interés (Lázaro Cárdenas, Michoacán), la intensidad del movimiento durante dicho sismo en la escala de Mercalli fue de entre VIII y IX, con una aceleración máxima estimada de 0.31 g, provocando daños considerables en la infraestructura de la zona.

3.2 Caracterización de la arena de Lázaro Cárdenas (ALC)

3.2.1 Introducción

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena sometida a cargas cíclicas antes y después de impregnarla con una sustancia química. En laboratorio, este análisis tomó en cuenta el estado actual del suelo en términos de su relación de vacíos y del esfuerzo confinante inicial, así como de la magnitud del esfuerzo cíclico (Ver Cap. 1). Más aún, el programa experimental consideró un rango amplio de los factores anteriormente mencionados.

Para lograr lo anterior se establecieron una serie de análisis previos de caracterización de los materiales involucrados (suelo y sustancia química), para el suelo este análisis comprendió:

- a) Granulometría
- b) Densidad de Sólidos
- c) Determinación de los pesos volumétricos secos mínimos y máximos
- d) Permeabilidad
- e) Estimación de la relación de esfuerzos cíclicos

En esta sección se exponen los procedimientos y resultados de estos ensayos, así como su relación e importancia en el análisis de la licuación y en el comportamiento del sistema suelo-sustancia de inyección.

3.2.2 Análisis Granulométrico

La distribución de tamaños de los granos de suelo tiene dentro de los alcances del presente trabajo, significado importante desde dos puntos de vista: 1) como criterio preliminar en la determinación de la susceptibilidad a licuación de los depósitos de suelo (ver capítulo 1), y 2) en la obtención de los parámetros de concentración de granos (volumétrica y superficial) y el número de contacto entre partículas, y su relación con el comportamiento del suelo impregnado.

En esta sección, y con base en la curva de distribución granulométrica de la arena de Lázaro Cárdenas (ALC), se discutirán los aspectos mencionados.

La Fig. 3.12 muestra la curva de distribución granulométrica de la ALC. El ensaye se efectuó de acuerdo con la norma ASTM D422 (1998). Las mallas utilizadas fueron la de 3/8 ", y las de número: 4, 10, 20, 30, 40, 60, 100 y 200. Los parámetros obtenidos a partir de la curva de distribución de tamaños son:

Tamaño efectivo (D_{10}) = 0.07 mm

Coefficiente de uniformidad (C_u) = 3

Coefficiente de curvatura = 0.98

De acuerdo con el sistema unificado de clasificación de los suelos (SUCS), el suelo se clasifica como SP-SM, ya que el 11.48% del peso de la masa total de la muestra corresponde a una fracción fina (pasa la malla 200) que consiste en un limo de baja plasticidad.

En la misma figura se muestran las envolventes granulométricas de los depósitos de suelo que se han licuado. Como se observa, la arena de Lázaro Cárdenas es, desde el punto de vista de su distribución granulométrica, susceptible a licuarse.

Como se mencionó en el Capítulo 2, se sabe que el comportamiento mecánico de la arena inyectada está influenciado por: a) las propiedades cohesivas de la sustancia (Clough *et al.*,

1979), b) las características del enlace en la interfase arena- sustancia (Clough *et al.*, 1979), y c) las interacciones entre las partículas de suelo en sus puntos de contacto (O' Connor *et al.*, 1978, Vipulanandan y Krizek, 1986) (Fig. 3.13).

El número de puntos de contacto entre las partículas de un suelo granular depende del grado de acomodo de las mismas. A nivel macro, el grado de acomodo se expresa en términos de la relación de vacíos o porosidad, y a nivel micro se expresa en términos de la concentración de granos. Estos parámetros son influenciados por las características físicas (geométricas) de las partículas, y su base de análisis es la distribución de tamaños (granulometría) de las partículas de suelo.

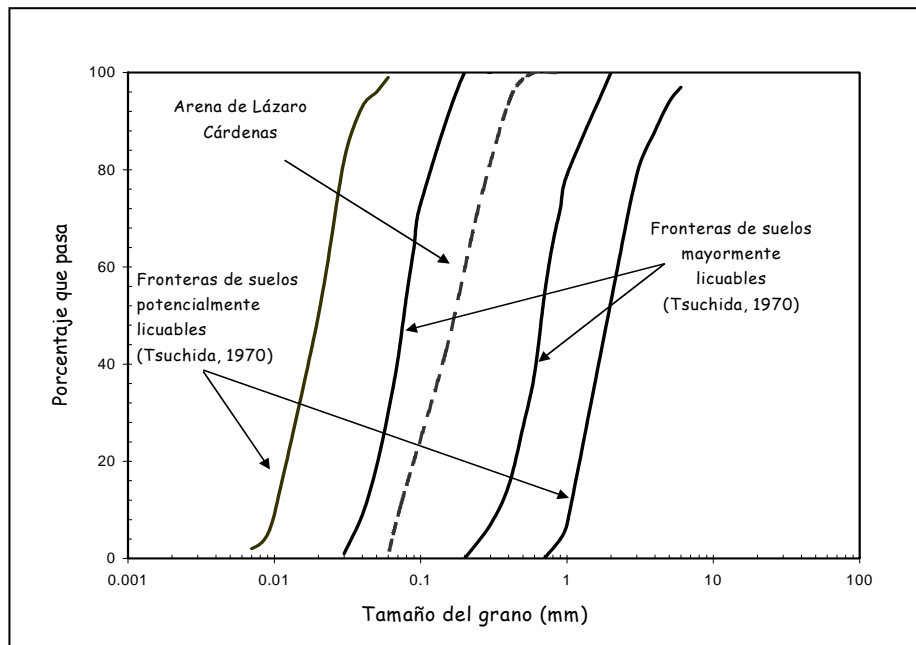


Fig. 3.12 Granulometría de la arena de Lázaro Cárdenas

O' Connor *et al.*, (1978) establecieron una serie de procedimientos para evaluar la concentración de granos por unidad de área (n_s) y por unidad de volumen (n_v) (en función de la forma y tamaño del grano y de la relación de vacíos), para determinar la influencia de estos parámetros en el número de puntos de contacto entre partículas.

El objetivo fue evaluar el efecto que tiene sobre la estructura del suelo la inyección de la sustancia química, desde el proceso de penetración hasta después de la transformación en gel, así como las propiedades de enlace de la sustancia química con las partículas de suelo.

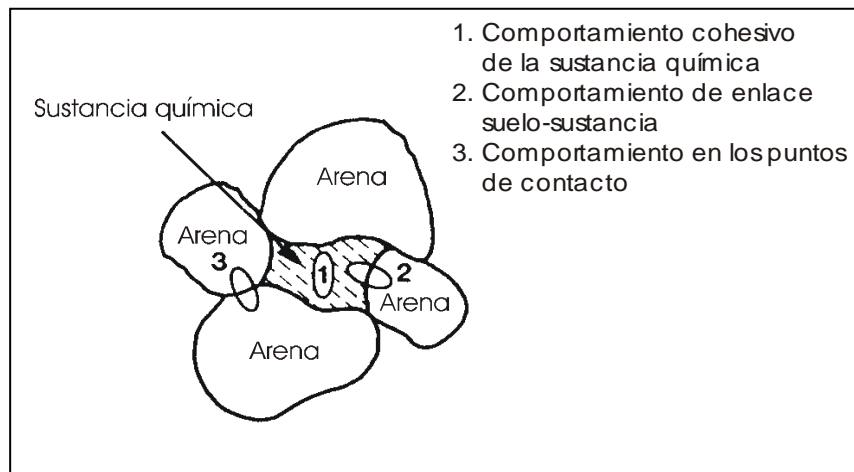


Fig. 3.13 Factores que influyen en el comportamiento mecánico de un suelo químicamente estabilizado (Vipulanandan y Krizek, 1986)

De los resultados encontrados destaca el hecho de que la inyección de una sustancia química no afecta el grado de acomodo de las partículas de suelo, y que en arenas densas también se presenta la dilatación del material en los planos de falla en los suelos impregnados. Investigaciones hechas con arenas sueltas Warner (1972) demostraron que la resistencia al esfuerzo cortante de la sustancia química pura, es menor que la resistencia de enlace entre la sustancia química y el grano de arena.

Clough *et al.*, (1979) evaluaron el efecto de la compacidad y de la distribución granulométrica de las partículas de suelo sobre la resistencia del suelo estabilizado con silicato de sodio, estos investigadores concluyeron que la compacidad no tiene influencia significativa en el comportamiento del suelo inyectado.

Por otro lado, encontraron una resistencia constante para arenas de granulometría gruesa a mediana, pero que aumenta significativamente para arenas finas. Con base en lo anterior destaca la importancia del tamaño de la partícula sobre la resistencia del suelo impregnado.

3.2.3. Peso específico relativo de los sólidos del suelo

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo (G_s) es la relación del peso específico absoluto (γ_s) de las partículas que constituyen al suelo entre el peso específico del agua (γ_w) destilada a 4°C.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

Este parámetro, junto con los valores de los pesos volumétricos secos máximos y mínimos, son necesarios para la reproducción de las probetas de ensaye a las compacidades relativas de trabajo.

El valor del peso específico relativo de la arena de Lázaro Cárdenas, se obtuvo con base en las recomendaciones de la norma ASTM D854 (2002). Dicho valor fue de 2.67.

La Fig. 3.14 muestra la composición mineralogía de la arena de Lázaro Cárdenas obtenida a través de un análisis de difracción de rayos X, en dicha figura se observa que el mineral principal es el cuarzo (SiO_2), cuya densidad es de 2.66.

3.2.4 Pesos volumétricos secos máximos y mínimos

El grado de acomodo de las partículas de un suelo no cohesivo con respecto a su condición más suelta y más compacta se representa a través de la compacidad relativa (C_r). En el Capítulo 1, se señaló que uno de los factores que influyen en la susceptibilidad a licuación, y en general en el comportamiento esfuerzo - deformación de las arenas, es la compacidad relativa.

En laboratorio, una forma de evaluar la susceptibilidad a licuación del suelo es a través de la ejecución de una serie de ensayos con muestras de arena fabricadas con diversos valores de compacidades relativas (C_r de trabajo). Para esto, es necesario contar con los valores de las

relaciones de vacíos o de pesos volumétricos secos en los estados más suelto y más denso del material.

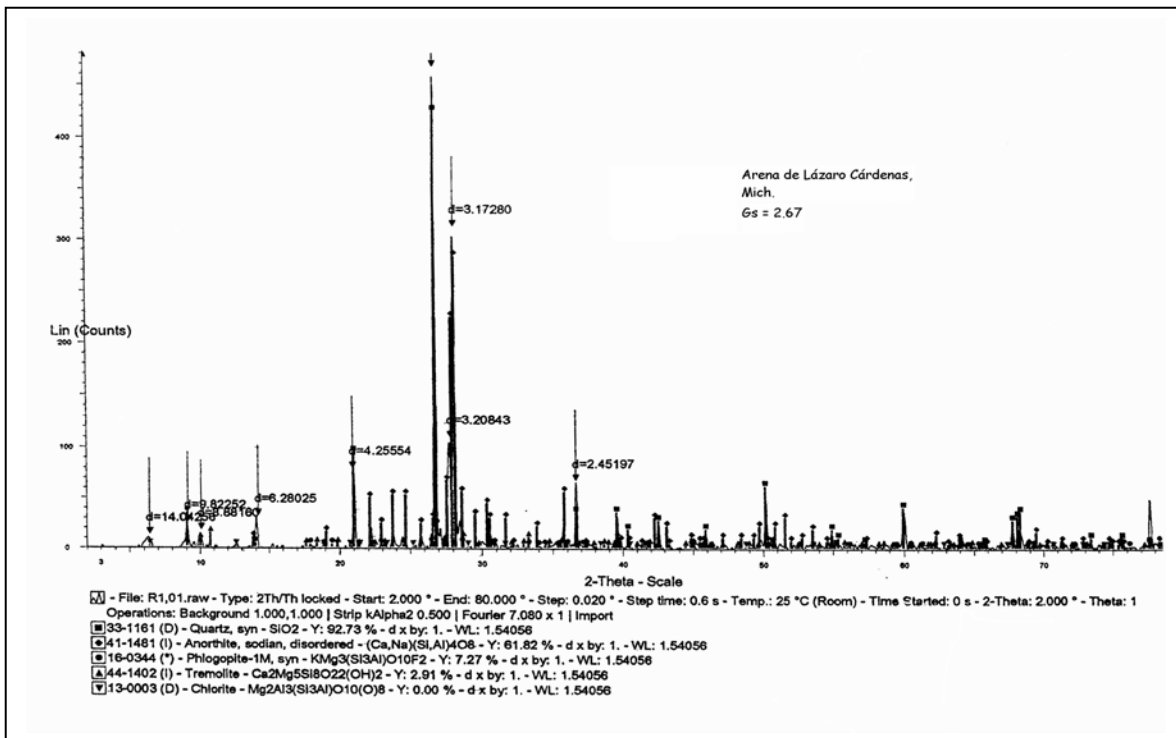


Fig. 3.14 Composición mineralógica de la ALC

La determinación de estos valores para la arena de Lázaro Cárdenas, se realizó en términos generales con base en lo estipulado en las normas ASTM D 4253 (2000) y ASTM D 4254 (2000). A continuación se describen dichos procesos y se exponen los resultados encontrados.

Peso volumétrico seco máximo

Para la obtención del peso volumétrico seco máximo de los suelos, la norma ASTM D-4253 recomienda el uso de una mesa vibradora con características específicas. En el laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, se construyó una mesa vibradora cuya base de funcionamiento fue el uso de un excitador de masas excéntricas diseñado por Díaz Rodríguez y Casales (Díaz Rodríguez, 1995) para la fabricación de un consolidómetro para ensayos dinámicos. El esquema general de dicho equipo se muestra en la Fig. 3.15. Las dimensiones del molde utilizado en dicha prueba fueron de 101 mm de diámetro por 118.2 mm de altura.

En este equipo, la frecuencia y amplitud de la vibración se desconocen por lo que el valor del peso volumétrico se obtuvo realizando una serie de ensayos utilizando distintos tiempos de vibrado, los resultados se muestran en la Fig. 3.16. En esta figura se observa que el máximo valor del peso volumétrico se obtuvo a un tiempo de vibrado de 12 min, valor cercano al recomendado por la norma mencionada.

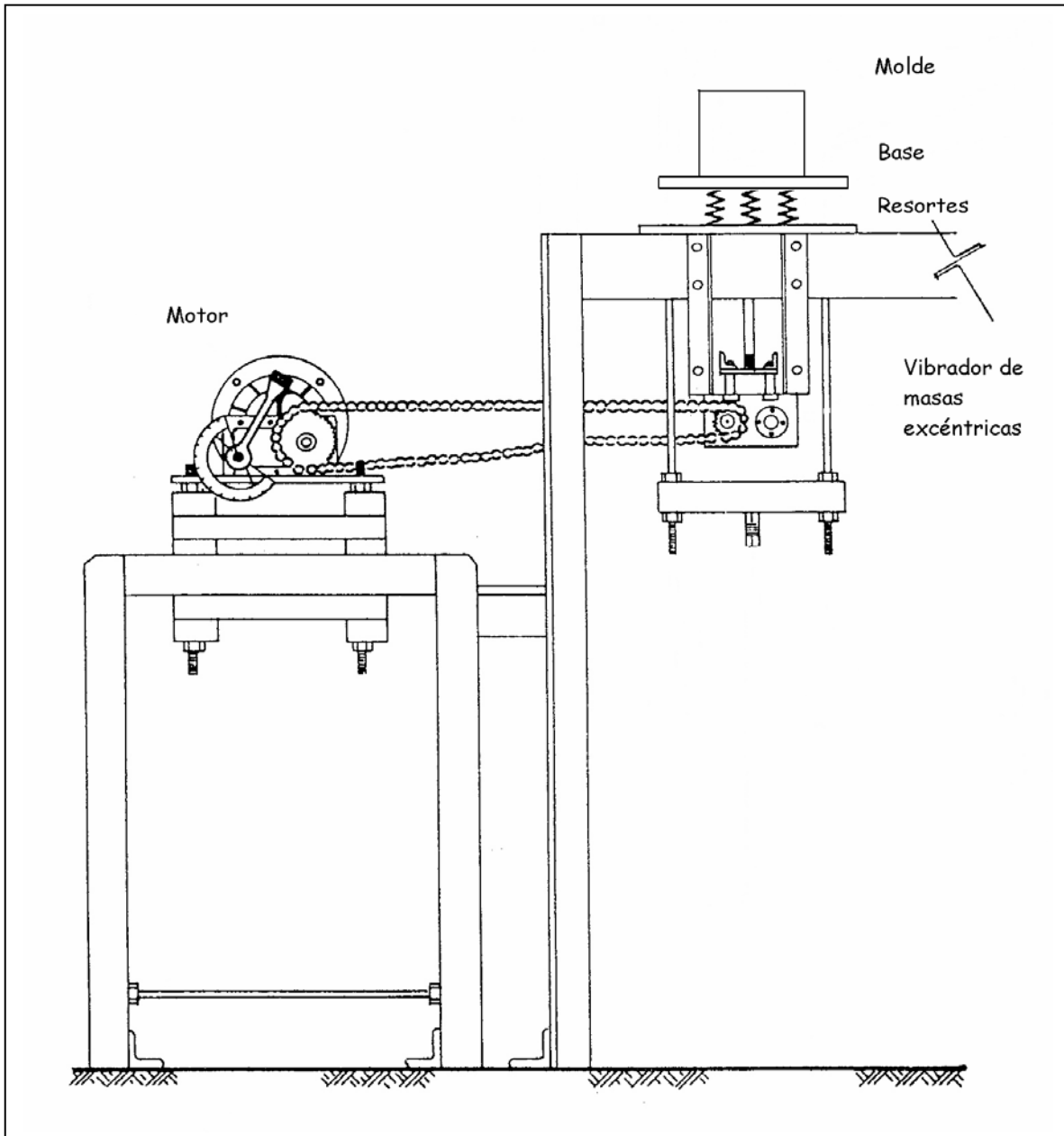


Fig. 3.15 Arreglo de la mesa vibradora (Esquema base tomado de Díaz Rodríguez, 2000)

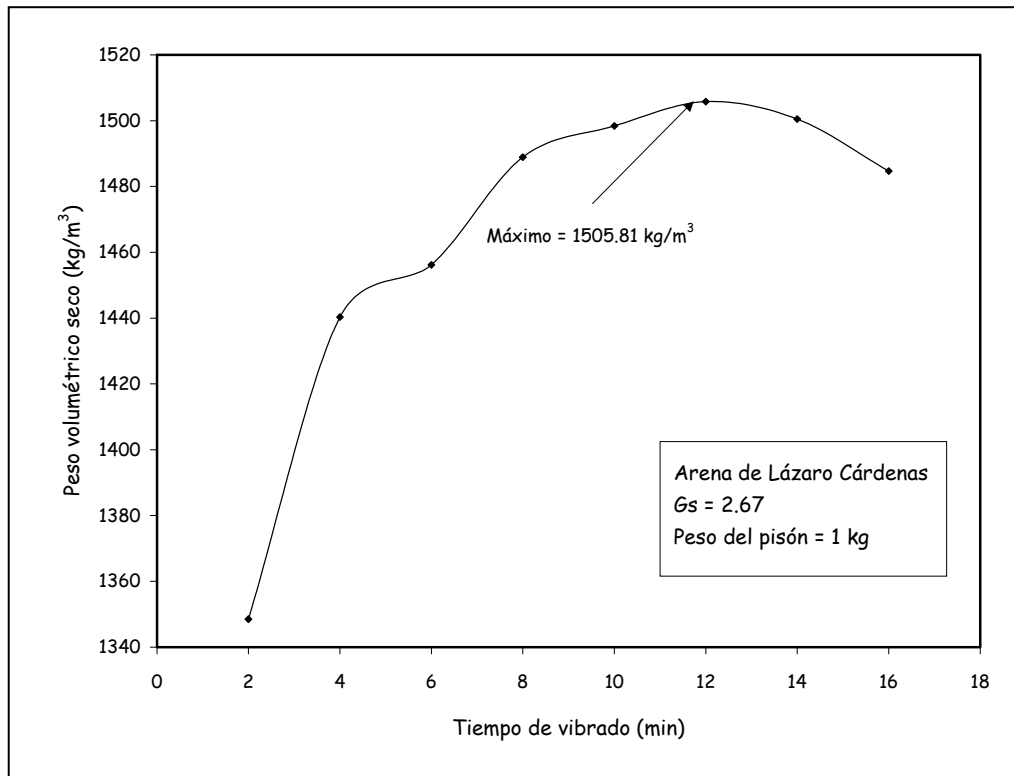


Fig. 3.16 Determinación del peso volumétrico del suelo para diversos tiempos de vibrado.

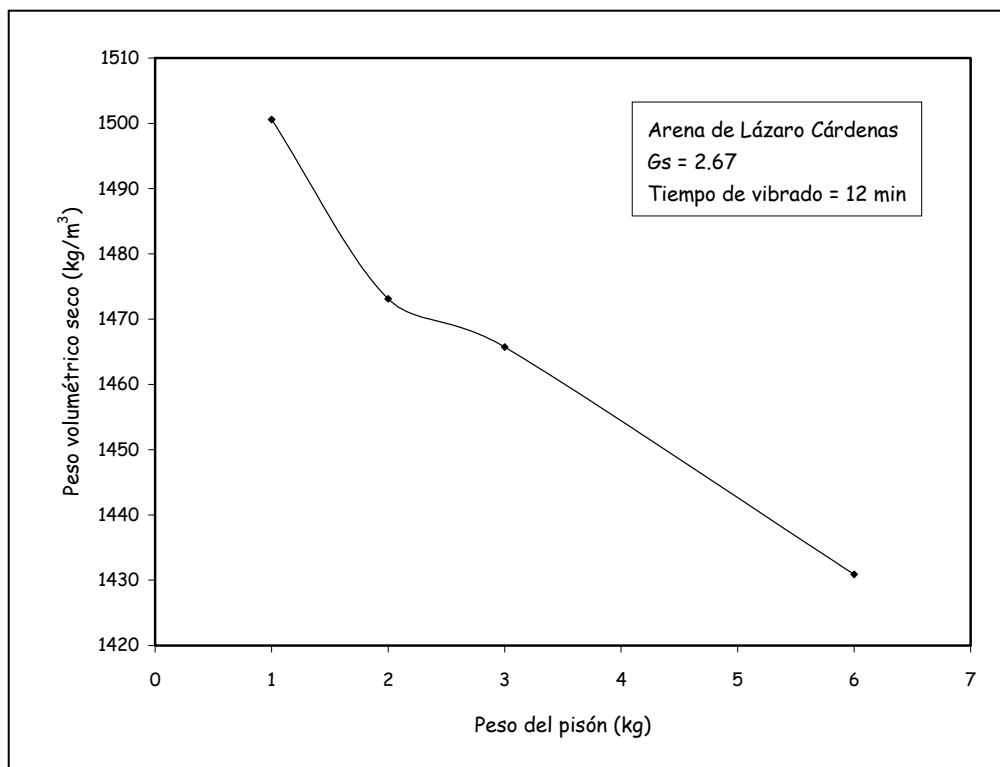


Fig. 3.17 Determinación del peso volumétrico del suelo, influencia de la sobrecarga.

Con el fin de evaluar la influencia que sobre el peso volumétrico tiene el aplicar una sobrecarga, se ejecutó un nuevo programa de ensayos cuya variable fue la sobrecarga (a través del incremento en el peso del pisón), manteniendo constante el tiempo de vibrado. En la Fig. 3.17 se observa que al incrementar la sobrecarga el peso volumétrico disminuye, esto se debe a que dicha sobrecarga impide que los granos busquen los espacios disponibles, evitando un mejor acomodo. Este comportamiento concuerda con lo encontrado por Mehdiratta y Triandafilidis (1978). De la Fig. 3.17 se observa que el peso volumétrico seco máximo de la arena de Lázaro Cárdenas fue de 1506 kg/m^3 .

Peso volumétrico seco mínimo

El peso volumétrico seco mínimo de la arena de Lázaro Cárdenas, se obtuvo siguiendo (en términos generales) las recomendaciones para el método A de la norma ASTM D-4254 (2000), sin embargo como éste depende de la forma en la que el material se vierte al molde, fue necesario realizar diversos ensayos variando la forma de vertido. Tres fueron las condiciones de vertido: a) con el uso de un embudo y colocando el material con movimientos circulares a lo largo de la sección del molde, b) con el uso de un embudo vertiendo el material desde una altura de caída constante (de 5 mm) y al centro de la sección del molde y c) con el uso de un cilindro hueco en cuyo extremo inferior se encontraba una malla del No. 4, por la cual pasaba el material, dicho cilindro subía gradualmente conforme el molde se llenaba.

De dicho análisis, se obtuvo que el mínimo valor del peso volumétrico seco se obtuvo con el método descrito como b, y cuyo valor fue de 1232.31 kg/m^3 .

3.2.5 Obtención de las compacidades relativas de trabajo

La Fig. 3.18 muestra la hoja de cálculo con la que se determina la cantidad de material necesaria para llenar un molde de dimensiones conocidas a la compacidad relativa deseada con la Arena de Lázaro Cárdenas. Los valores de entrada son la compacidad relativa de trabajo, el diámetro y la altura de la probeta.

Para este proyecto la probeta de ensaye con el equipo de corte simple cíclico del laboratorio de dinámica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, tuvo un diámetro de 70.10 mm y una altura de 23 mm.

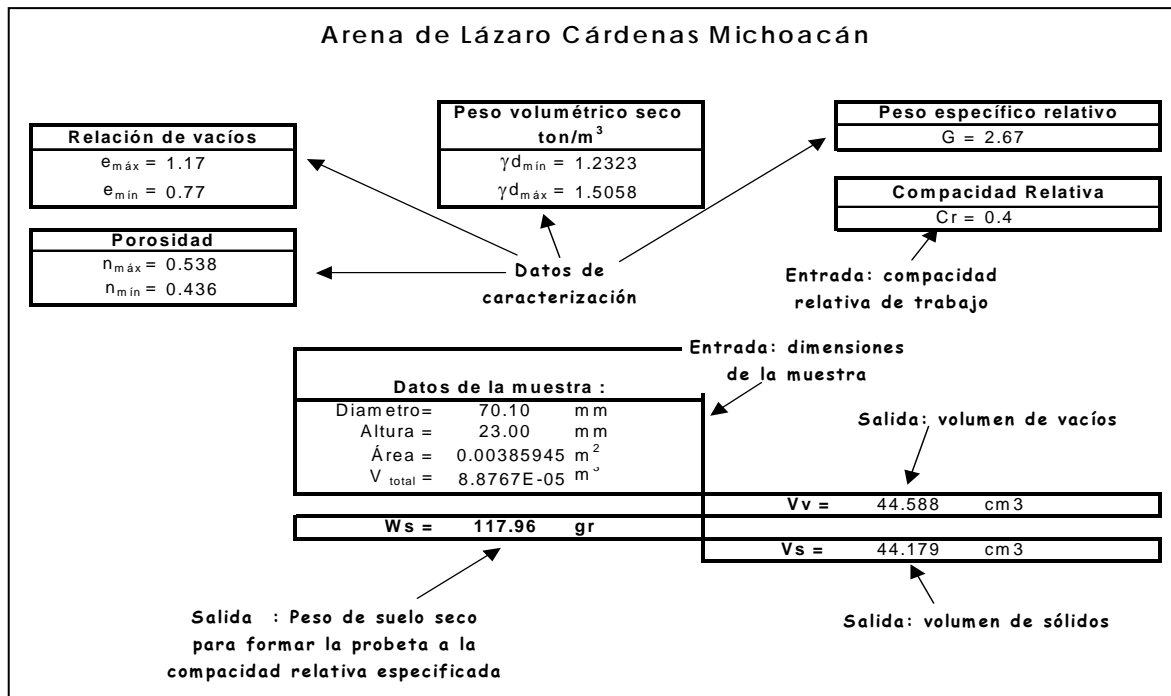


Fig. 3.18 Obtención del peso del suelo seco para la formación de un espécimen de suelo a ensayar en corte simple cíclico

3.2.6 Permeabilidad

Uno de los principales parámetros que influyen en la eficiencia de la impregnación de las sustancias químicas en los depósitos de suelo, es la permeabilidad (Cap. 2). La permeabilidad (o conductividad hidráulica) se define como la velocidad de la descarga de agua que pasa a través de un medio poroso bajo las condiciones de flujo laminar y de gradiente hidráulico unitario, a temperatura estándar (20°C).

Son diversos los factores que rigen en la permeabilidad del suelo, entre los que destacan: la distribución de tamaños, forma y textura de las partículas, la relación de vacíos, el grado de saturación, la naturaleza del fluido y la temperatura.

La determinación del coeficiente de permeabilidad de la arena de Lázaro Cárdenas, se obtuvo con el uso de un permeámetro de pared flexible, de acuerdo con lo estipulado en la norma ASTM D5084 (2000), cuya principal ventaja es la posibilidad de obtener el coeficiente de permeabilidad de una muestra de suelo a diferentes condiciones de esfuerzos efectivos.

Las principales condiciones del ensayo fueron la saturación total y mantener el gradiente hidráulico dentro de los valores recomendados en la Tabla 3.2

Tabla 3.2 Valores máximos recomendados de gradiente hidráulico (Norma ASTM D 5084-00)

Conductividad hidráulica (cm/s)	Máximo gradiente hidráulico recomendado
1×10^{-3} a 1×10^{-4}	2
1×10^{-4} a 1×10^{-5}	5
1×10^{-5} a 1×10^{-6}	10
1×10^{-6} a 1×10^{-7}	20
menos de 1×10^{-7}	30

Los coeficientes de permeabilidad así encontrados para la arena de Lázaro Cárdenas a compacidades relativas de 40% y 60%, fueron 2.20×10^{-3} cm/s y 1.30×10^{-3} cm/s respectivamente.

3.3 Estimación del nivel de esfuerzos cortantes cíclicos en la zona de muestreo

3.3.1 Introducción

En términos generales, la evaluación de la susceptibilidad a licuación de los depósitos de suelo consiste en comparar el nivel de los esfuerzos cortantes cíclicos necesarios para provocar el inicio de la licuación en contra del nivel de los esfuerzos cortantes cíclicos que induce un sismo de magnitud dada sobre el depósito (Fig 3.19).

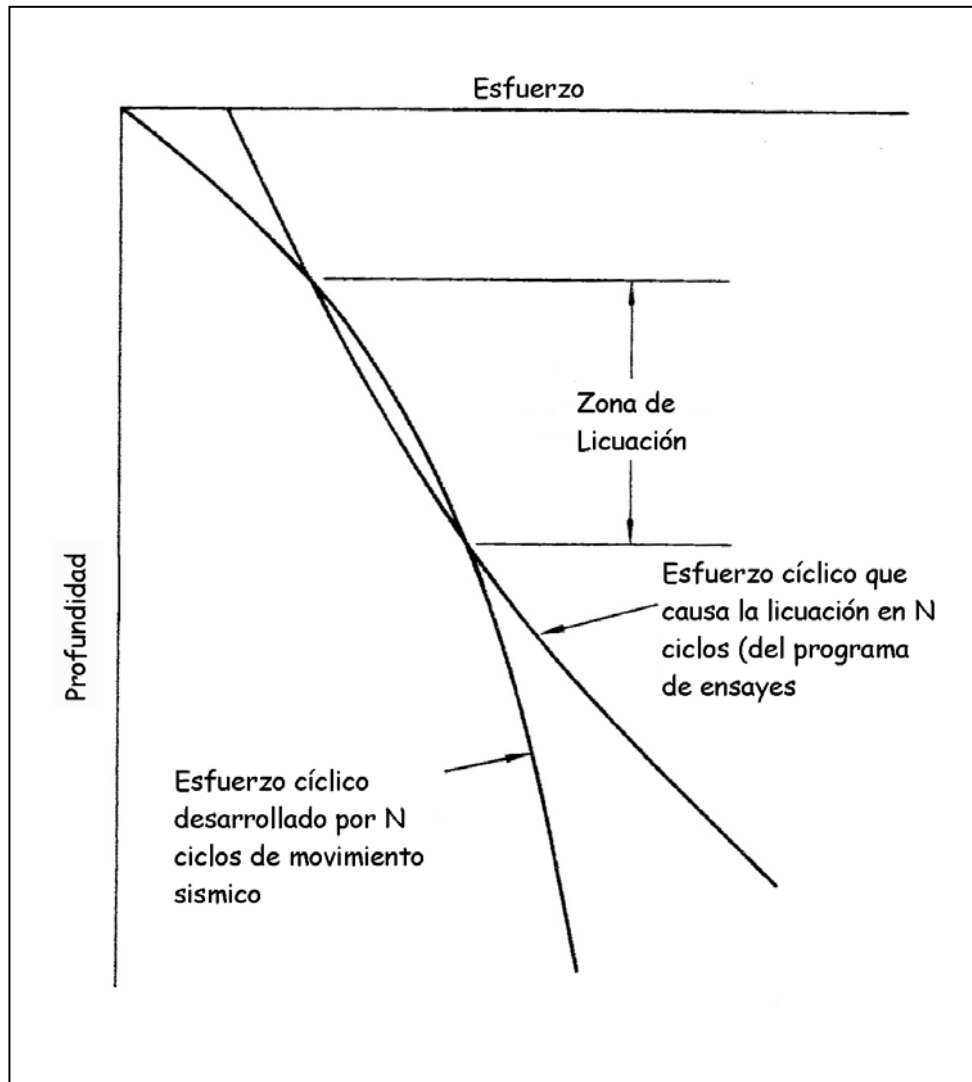


Fig. 3.19 Estimación del potencial a licuación (Seed e Idriss, 1982)

Seed e Idriss (1982) recomiendan la siguiente secuencia para este propósito:

1. Determinar los esfuerzos cortantes cíclicos en el depósito inducidos por el sismo a diferentes profundidades, y convertir la historia irregular de esfuerzos a un número equivalente de esfuerzos cortantes cíclicos uniformes. Esta determinación se puede hacer ya sea a través de un análisis de la respuesta del terreno que involucre el peso volumétrico, el módulo de rigidez y las características de amortiguamiento del suelo, o a través del procedimiento simplificado propuesto por los mismos investigadores.

2. Determinación de los esfuerzos cortantes cíclicos que provoquen el inicio de la licuación en el depósito de suelo a diversas profundidades, ya sea a través de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas o reconstituidas que simulen la estructura del suelo en el sitio a diversos esfuerzos confinantes, o a través de la correlación de dichos parámetros con algunas características del suelo que puedan ser medidas en el sitio.
3. Comparar los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo con aquellos necesarios para causar la licuación, y determinar si existen zonas dentro del depósito con susceptibilidad a licuación, esto es, zonas en donde los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo son mayores que los esfuerzos cortantes que provocan la licuación.

En esta sección se mostrará el uso del método simplificado de Seed e Idriss (1971) para estimar el nivel de esfuerzos cortantes provocado por un sismo de 8.1 de magnitud en la escala de Richter (sismo de septiembre de 1985) en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Mich., específicamente en la zona de muestreo. Esto es con el objeto de mantener los parámetros de ensaye dentro de un intervalo de valores congruentes con las observaciones efectuadas para dicho sismo.

3.3.2 El método simplificado de Seed e Idriss

Seed e Idriss (1971) propusieron un método simple para evaluar los esfuerzos cortantes en cualquier punto dentro de un depósito, considerando a la porción de suelo que se encuentra arriba del elemento de análisis como una columna que se comporta como un cuerpo rígido. De acuerdo con esta idealización, el máximo esfuerzo cortante en el elemento de suelo se define como:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_r = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{m\acute{a}x} \quad (3.1)$$

en donde:

$a_{m\acute{a}x}$ = Aceleración máxima en la superficie del terreno

γ = Peso unitario del suelo

h = Profundidad del estrato

Debido a que en realidad la columna se comporta como un cuerpo deformable, la ecuación 3.1 se afecta por un coeficiente de reducción de esfuerzo (r_d), cuyo valor se obtiene de la gráfica mostrada en la Fig. 1.26 (Cap. 1) o a través de las fórmulas 1.4a y 1.4b, que fueron propuestas por Liao y Whitman (1986), recomendadas para proyectos de rutina o no críticos.

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{Para } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (1.4a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{Para } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (1.4b)$$

z = Distancia desde la superficie del terreno hasta el elemento de análisis en m.

La ecuación 3.1 queda entonces como:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_r = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{m\acute{a}x} \cdot r_d$$

Para tomar en cuenta la naturaleza variable de la historia de aceleraciones del suelo debido a la ocurrencia de un sismo, y al hacer un análisis de los promedios pesados de un número importante de acelerogramas, estos investigadores concluyeron que es factible considerar, con razonable precisión, que un valor promedio de 0.65 del esfuerzo cortante máximo es adecuado para el análisis de los esfuerzos cortantes máximos por el método simplificado. Por lo que finalmente la expresión general para el análisis del esfuerzo cortante promedio por el método simplificado queda como:

$$\tau_{prom} = 0.65 \cdot \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{m\acute{a}x} \cdot r_d \quad (3.2)$$

Con el objeto de establecer un punto de comparación entre el valor del esfuerzo cortante así obtenido y los resultados de laboratorio, es necesario normalizar los valores con respecto al esfuerzo vertical efectivo, por lo que la relación de esfuerzos cíclicos inducidos en el subsuelo debido a un evento sísmico se expresa como:

$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot r_d \quad (3.3)$$

Que es la ecuación 1.3 expuesta en el capítulo 1 de este escrito.

Esta fórmula se aplicará para estimar el nivel de la relación de esfuerzos inducidos en un sitio del subsuelo de Lázaro Cárdenas, Mich., para un sismo de 8.1 de magnitud como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, y para diferentes compacidades relativas. Los resultados se observan en la Fig. 3.20 para un nivel freático a 1.5 m de profundidad y en la Fig. 3.21 para un nivel freático cercano a la superficie.

Dos de los factores más importantes para el uso de este método son la magnitud del sismo y la aceleración horizontal máxima del terreno. El primer parámetro caracteriza la duración y el segundo caracteriza la intensidad del movimiento, las teorías existentes para su análisis y obtención son diversas. Los aspectos más relevantes de cada uno se exponen a continuación.

3.3.3 Magnitud del sismo

Actualmente se reconoce que no solo la magnitud del sismo influye en su duración, si no que también intervienen aspectos como la forma en la que se rompe la falla (unilateral o bilateral), la distancia del sitio a la fuente de liberación de energía sísmica, las condiciones del sitio y la topografía de la roca de fondo.

Sin embargo, debido a la dificultad en la predicción de la característica de la falla y por lo tanto, de las variaciones en la duración, se recomienda seguir utilizando las relaciones generales entre la magnitud y duración del sismo (expresada en términos del número de

esfuerzos cíclicos significativos) propuesta por Seed e Idriss (1971). En la Tabla 3.3 se muestra dicha relación.

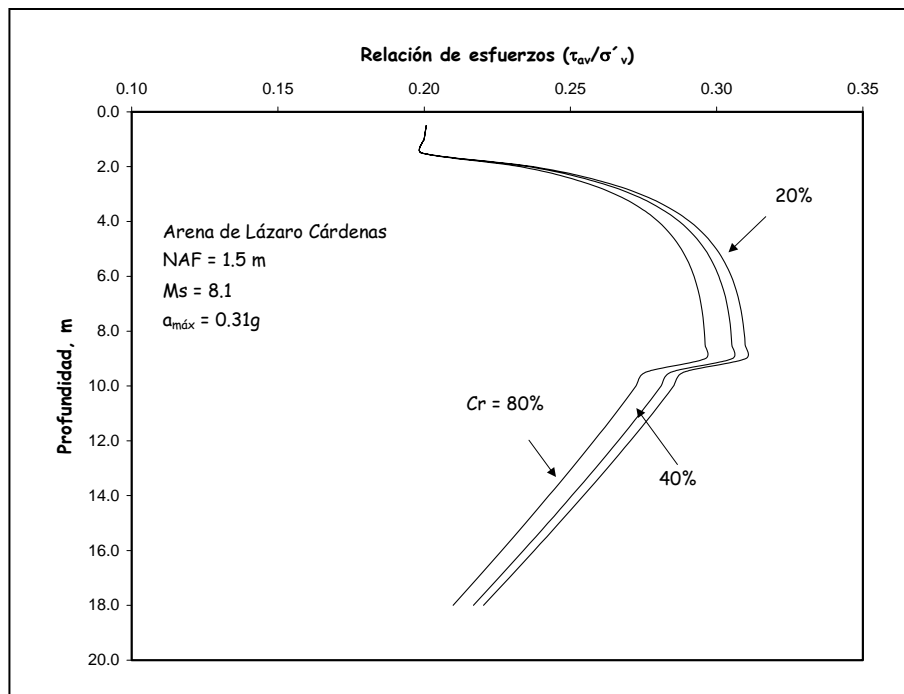


Fig. 3.20 Relación de esfuerzos cíclicos por el método simplificado de Seed e Idriss (1971), arena de Lázaro Cárdenas a diversas compacidades relativas.

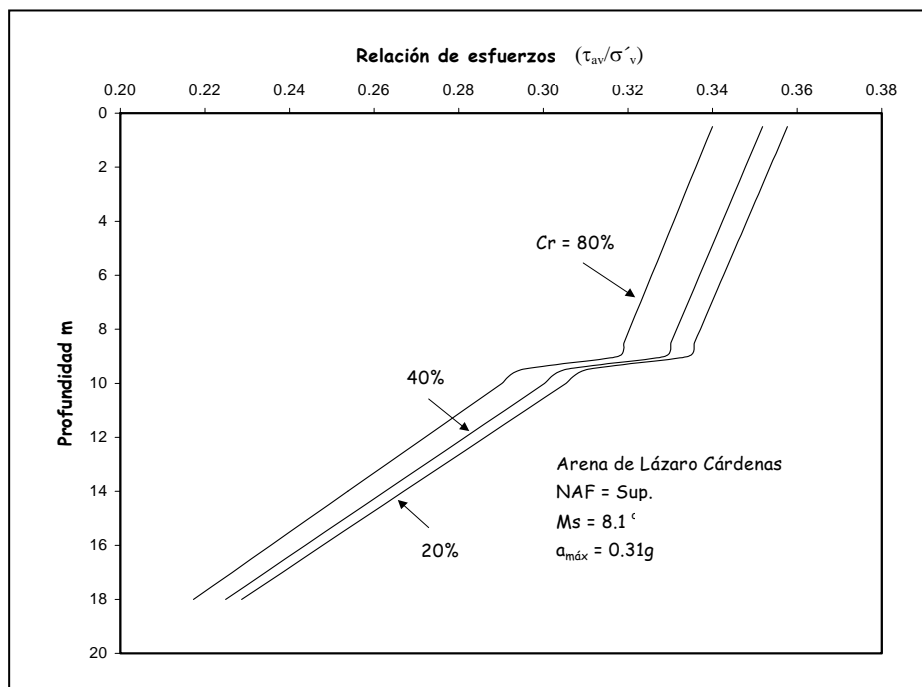


Fig. 3.21 Relación de esfuerzos cíclicos por el método simplificado de Seed e Idriss (1971), arena de Lázaro Cárdenas a diversas compacidades relativas.

Tabla 3.3 Relación entre magnitud y duración del sismo Seed e Idriss (1982)

Magnitud del sismo	No. de esfuerzos cíclicos significativos, N_c
$5 \frac{1}{4}$	2 - 3
6	5
$6 \frac{3}{4}$	10
$7 \frac{1}{2}$	15
$8 \frac{1}{2}$	26

Los sismólogos usualmente calculan las magnitudes de los sismos usando 5 diferentes escalas: (1) Magnitud local o de Richter, M_L ; (2) Magnitud de la onda superficial, M_S ; (3) Magnitud de la onda de cuerpo de periodo corto, m_b ; (4) Magnitud de la onda de cuerpo de periodo largo, m_B y (5) Magnitud de momento M_w . La magnitud de momento es la escala comúnmente utilizada para aplicaciones de ingeniería. La Fig. 3.22 muestra la relación entre la magnitud de momento y las restantes cuatro y se incluye la escala de magnitud propuesta por la agencia meteorológica de Japón.

3.3.4 Aceleración pico

Para el método simplificado expuesto anteriormente, la caracterización del movimiento del terreno se hace a través de la máxima (pico) aceleración horizontal. Si en el sitio de análisis no se cuenta con registros de aceleraciones ocurridas en eventos sísmicos pasados existen diversas recomendaciones para su estimación basadas en los tres métodos generales que a continuación se enumeran por orden de preferencia: 1) A través de correlaciones empíricas de $a_{máx}$, con la magnitud del sismo, la distancia a partir de la zona de liberación de energía (epicentro) y las condiciones locales del sitio, 2) Estimación a partir de análisis de respuesta del sitio y 3) A través de relaciones de amplificación. Cuando se disponga de registros de aceleraciones en el sitio, se debe utilizar el más grande de los componentes de aceleraciones horizontales.

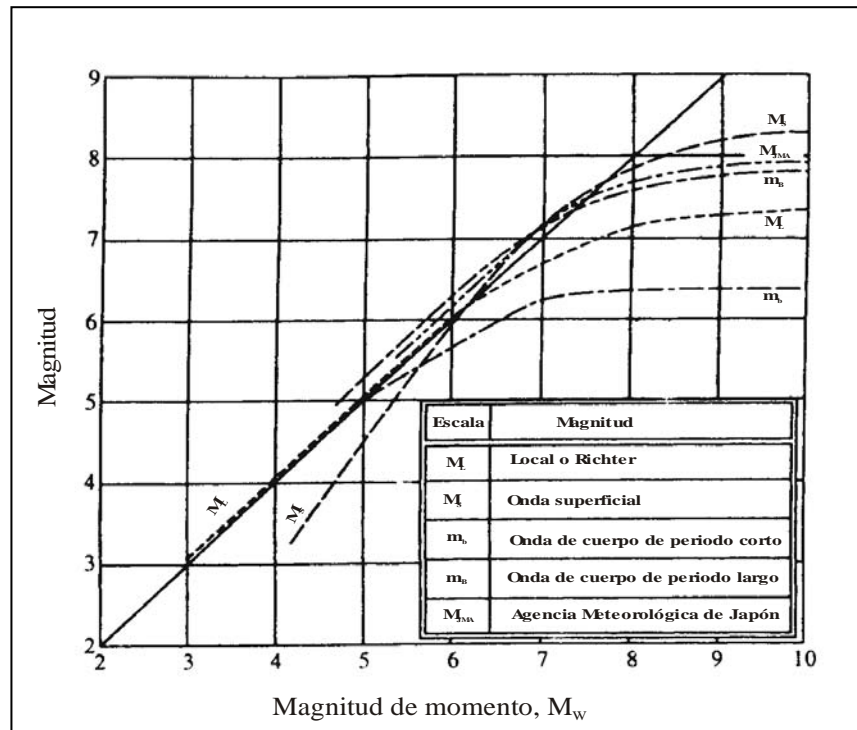


Fig. 3.22 Relación entre la Magnitud de Momento (M_w) y otras escalas de magnitud (T. L. Youd, I. M. Idriss, *et al.*, 2001)

3.4 Caracterización de la sustancia química

3.4.1 Introducción

Al fenómeno de licuación se le asocian una serie de factores y circunstancias específicas (ver Cap. 1), y por lo tanto, la elección de la alternativa de mejoramiento de un suelo con potencial de licuación, debe ser tal que además de buscar la eficiencia en cuanto a funcionalidad, seguridad, impacto ambiental y economía, se adapte lo mejor posible a las condiciones que rigen en la ocurrencia del fenómeno.

Actualmente existen numerosas técnicas de prevención del fenómeno, la mayoría consiste en procesos de tipo mecánico, cuyo principal objetivo es permitir la disipación inmediata de la presión de poro generada durante la sollicitación (Antonio-Izarrarás, 1999).

No obstante la eficiencia en su aplicación, los métodos mecánicos tienen el inconveniente de requerir grandes espacios para maniobra, de la movilización de equipo que en ocasiones suele ser pesado y la generación de vibraciones en el terreno que pudieran ser dañinas para las estructuras vecinas.

Por otro lado, la practica de la inyección de sustancias químicas en suelos granulares ha sido extensa (ver Capítulo 2) sus objetivos son variados y van desde el soporte temporal de excavaciones, hasta la estabilización permanente de depósitos para el incremento de resistencia y control de asentamientos de las cimentaciones.

Como se mencionó en la introducción, el objetivo principal de este proyecto de investigación, es evaluar el comportamiento de un suelo susceptible a licuación cuando es impregnado con una sustancia química, cuya intención es mejorar sus propiedades de resistencia y deformabilidad.

El proyecto está encaminado a resolver los problemas provocados por la ocurrencia del fenómeno principalmente en zonas de alta concentración urbana, pero a su vez se pretende que sea utilizado bajo cualquier circunstancia que implique mitigar la ocurrencia a licuación de los depósitos de suelo.

Con base en las condiciones que rigen el fenómeno y que fueron discutidas en los capítulos 1 y 2, y después de la búsqueda de un producto químico que satisfaga los requisitos anteriormente mencionados, se decidió desarrollar la fase experimental de este proyecto con dos sustancias químicas: 1) la sílice humo y 2) la sílice coloidal, sin embargo previo a la aplicación directa sobre la arena de Lázaro Cárdenas (ALC), las sustancias se sometieron a una serie de pruebas de caracterización y análisis de su comportamiento reológico.

En esta sección se exponen las principales características de dichas sustancias (obtención, composición, formación del gel, etc.), los resultados de los ensayos de caracterización y los mecanismos con los que se evaluó la capacidad de impregnación de la arena de Lázaro Cárdenas.

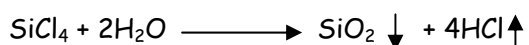
3.4.2 Propiedades y características de la sílice humo

La sílice humo es un material compuesto de partículas primarias esféricas de dióxido de silicio (SiO_2) de características inusuales ya que son muy pequeñas, de gran área superficial, de una alta pureza y con tendencia a formar cadenas. Físicamente se observa como un polvo blanco de apariencia espumosa.

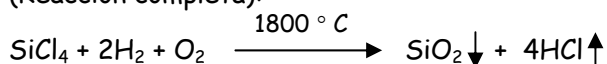
En la industria se utiliza como un agente tixotrópico,¹ y dependiendo de las condiciones de reacción y las modificaciones en su superficie durante su fabricación, el tamaño de la partícula primaria² puede variar desde 7 hasta 40 nm.

Las partículas primarias no existen aisladas, sino que forman agregados y aglomerados debido a esto, las propiedades del producto están controladas tanto por las características de las partículas como por la distribución de tamaños de los agregados.

La sílice humo se produce a través de la hidrólisis de fase de vapor del tetracloruro de silicio (SiCl_4), en una flama de hidrógeno-oxígeno. Las reacciones de esta producción son:



(Reacción completa):



El proceso de combustión crea moléculas de dióxido de silicio que se condensan para formar partículas primarias. Estas partículas colisionan, se atraen y aglomeran unas a otras, y dan como resultado un agregado de tipo cadena tridimensional con longitud aproximada de 0.2 a 0.3 micras. Una vez que el agregado se enfría por debajo del punto de fusión, colisiones

¹Bajo un concepto general, la *tixotropía* describe el comportamiento de las sustancias que cambian de un estado de gel o de alta viscosidad, a una solución de mucho menor viscosidad cuando se le somete a un esfuerzo cortante durante un cierto intervalo de tiempo. Un criterio importante de la *tixotropía* es el proceso reversible o de re-espesamiento de la sustancia cuando regresa al reposo, es decir cuando la acción de cortante cesa.

²La relación entre el diámetro de una partícula primaria de Aerosil 200 (una marca comercial de este producto) y el diámetro de un balón de Fútbol es más o menos la misma entre dicho balón y la tierra.

posteriores dan como resultado una especie de entrelazado mecánico denominado aglomeración (Fig. 3.23). En el sistema de colección se dan aglomeraciones posteriores obteniendo como resultado un polvo blanco muy fino de apariencia espumosa cuyos tamaños de sus aglomerados son de menos de 44 micras (Fig. 3.24).

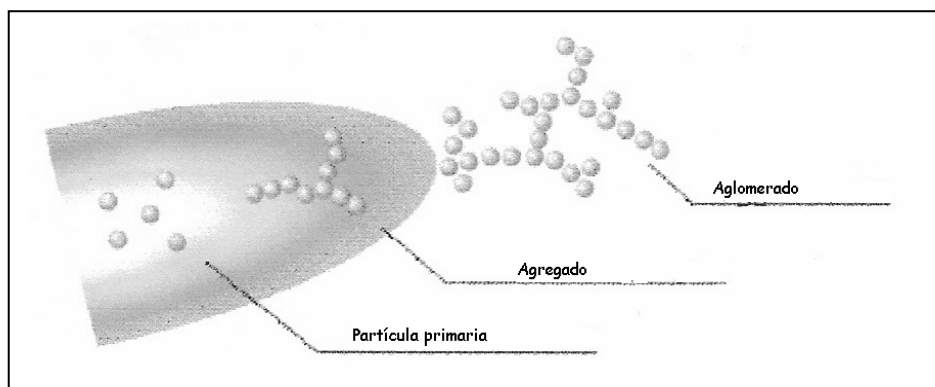


Fig. 3.23 Fabricación de la sílice humo (Cabot Corp., 1993)

Debido a la existencia de grupos de silanol,¹ la sílice humo preparada a través de este proceso es hidrofílica y por lo tanto tiene una gran energía superficial.

La superficie química de la sílice humo no tratada es de importancia extrema, especialmente con relación a su habilidad para espesar sistemas líquidos polares y no polares. Durante su formación, grupos de hidroxilos² son atraídos a algunos de los átomos de silicio que se encuentran en la superficie de la partícula, esto hace que la superficie de la sílice humo sea hidrofílica (absorción del agua con facilidad) y capaz de establecer enlaces de hidrógeno con moléculas de materiales en forma de vapor, líquido y sólido.

Los análisis de las isotermas de adsorción de vapor de agua indican que solo una parte de la superficie de las partículas de sílice humo es hidrofílica. Análisis químicos indican que existe un promedio de entre 3.4 a 4.5 grupos de hidroxilos superficiales por nanómetro cuadrado de sílice superficial. Se ha calculado que si cada átomo superficial de silicio tuviera un grupo de

¹Un silanol es el análogo del silicio del alcohol.

² Se utiliza el término grupo hidroxilo, cuando el grupo funcional -OH, se cuenta como un sustituto de un compuesto orgánico, las moléculas orgánicas que contienen el grupo hidroxilo son conocidas como alcoholes.

hidroxilo enlazado, existiría un máximo de 7.85 grupos de hidroxilos por nanómetro cuadrado de superficie.

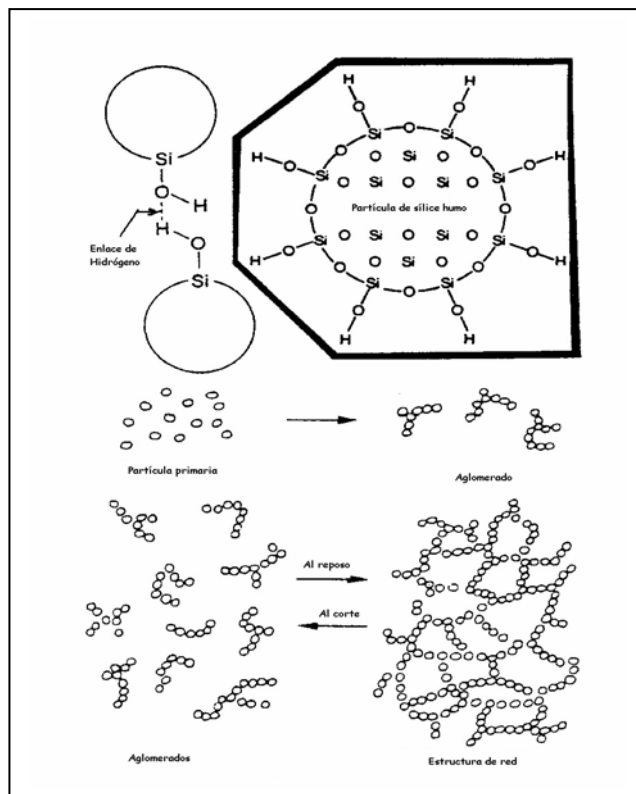


Fig. 3.24 Estructura de la sílice humo (Schramm, 1994)

Los grupos químicos que ocurren en la superficie de la sílice humo son (Fig. 3.25): 1) el grupo de hidroxilos aislados, 2) el grupo de enlace hidrógeno - hidroxilo y 3) el grupo de siloxano.

Los grupos aislados de hidroxilos son atraídos por un átomo de silicio superficial que está rodeado por siloxanos (Si - O - Si), éstos son hidrofílicos.

Los grupos de enlace hidrógeno - hidroxilo resultan de la presencia de grupos de hidroxilos atraídos a sus átomos vecinos de silicio en la superficie y enlazados a través de enlaces de hidrógeno.

Cuando se calienta sobre los 110°C, la superficie de la sílice humo desarrolla una deshidratación reversible. El desprendimiento del agua forma grupos adicionales de siloxanos, sin embargo los hidroxilos superficiales que se remueven por deshidratación, pueden ser restaurados por

exposición al aire húmedo o por inmersión en agua dependiendo de la temperatura y el grado de deshidratación.

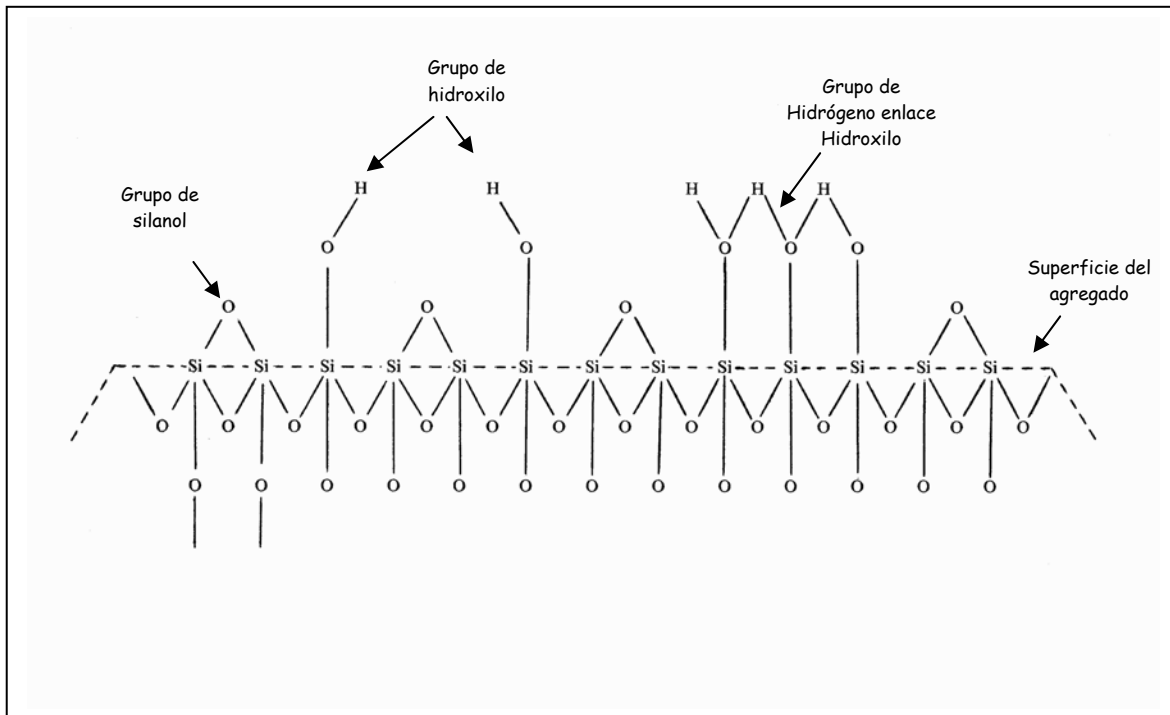


Fig. 3.25 Química de superficie de la sílice humo

La presencia de grupos de hidroxilos en la superficie de la sílice humo es la clave del mecanismo en el cual la sílice humo puede desarrollar muchas de sus funciones, de hecho los hidroxilos superficiales son capaces de formar enlaces de hidrógeno entre los agregados de la sílice humo, sin embargo solo se formará la red cuando exista una concentración suficiente de sílice humo y esté completamente dispersa en los sistemas líquidos, la red tridimensional que se forma incrementa la viscosidad del sistema y produce el comportamiento tixotrópico.

La industria ha identificado diversos factores que influyen en el comportamiento tixotrópico de la sílice humo en sistemas líquidos. Desde el punto de vista de su uso como agente estabilizador de los depósitos de suelo, el sistema líquido debe convertirse en gel en un intervalo de tiempo necesario para permitir las maniobras de inserción en campo, para ello es necesario identificar cuáles son los parámetros de comportamiento más influyentes para dicho propósito, estos son:

1. La naturaleza del líquido
2. La concentración de sílice humo
3. El grado de la sílice humo
4. El grado de dispersión en el sistema líquido
5. El pH del sistema
6. La temperatura del sistema
7. La edad del sistema
8. La naturaleza de otros ingredientes menores

A continuación se describe cada uno de ellos.

La naturaleza del líquido. Un determinante importante en el efecto que la sílice humo puede generar en cualquier sistema, es la naturaleza del líquido o de la mezcla presente en cantidades suficientes como para ser considerada como solvente. La formación de la red está determinada en gran parte por la capacidad del líquido de permitir la formación de los enlaces de hidrógeno entre las partículas de sílice. Los solventes comúnmente utilizados varían desde los que tienen alto porcentaje de enlaces de hidrógeno hasta los que tienen un nulo porcentaje de enlaces de hidrógeno. La Tabla 3.4 muestra dicha clasificación.

Es en los sistemas de nulo porcentaje de enlace de hidrógeno (Clase III), en donde la sílice humo desarrolla su máxima eficiencia en el control de la reología. La partícula de sílice no tiene otra opción más que enlazarse a través de enlaces de hidrógeno con otra partícula de sílice, por lo que se puede obtener un mayor grado de formación de la red a concentraciones muy bajas (del 3 al 6% en peso para promover la formación del gel).

En los sistemas de medio porcentaje de enlace de hidrógeno (clase II), la sílice humo es menos eficiente debido a la interferencia del medio con el enlace de hidrógeno sílice - sílice. Por lo general se debe determinar experimentalmente el nivel de sílice requerido para producir un comportamiento reológico adecuado, sin embargo se estima que la formación del gel en estos sistemas se obtiene con porcentajes que van del 5 al 10%.

Tabla 3.4 Clasificación de los solventes comunes y sistemas líquidos por su habilidad para establecer enlaces de hidrógeno (Cabot Corp., 1993)

I. Sistemas de alto porcentaje enlace de hidrógeno	II. Sistemas de medio porcentaje de enlace de hidrógeno		III. Sistemas de nulo porcentaje de enlace de hidrógeno
	II.A. De alto a medio	II.B. Medio a bajo	
Ácidos	Alcoholes (alto PM)	Alkyds (aceite mod.)	Hidrocarburo alifático
Alcoholes (bajo PM)	Aldehídos (alto PM)	Epóxicos (algunos)	Hidrocarburo aromático
Aldehídos (bajo PM)	Alkyds	Éster (alto PM)	Solventes Clorados
Amidas (bajo PM)	Amidas (alto PM)	Éter (alto PM)	Flouorcarbonatos
Aminas (bajo PM)	Aminas (alto PM)	Glicol Éster Éter	Aceites minerales
Disulfuro de Carbón	Epóxicos (algunos)	Poliéster (algunos)	Terpenos
Éster (bajo PM)	Éster (medio PM)	Silicones	
Éter (bajo PM)	Éter (medio PM)	Aceites vegetales	
Acetona	Éter Glicol	Vinilos	
Nitriles	Poliéster (algunos)		
Nitrito	Poliuretanos		
Peróxidos	Tioles (alto PM)		
Polyol			
Tioles (bajo PM)			
Agua			

En los sistemas clase I es muy significativa la interferencia con los enlaces de hidrógeno sílice - sílice, por lo que se requerirán grandes cantidades de sílice para producir un incremento en la viscosidad y la tixotropía. Por ejemplo, para acetona y alcoholes se debe utilizar entre el 10 y 15% o más.

La concentración en el contenido de sílice humo. La Fig. 3.26 muestra algunos ejemplos de las relaciones entre concentración y la viscosidad de varios sistemas líquidos. Como se observa, la necesidad de evaluar la viscosidad en escala logarítmica obedece al hecho de que en algunos casos las viscosidades crecen rápidamente con pequeños incrementos en los niveles de la sílice humo.

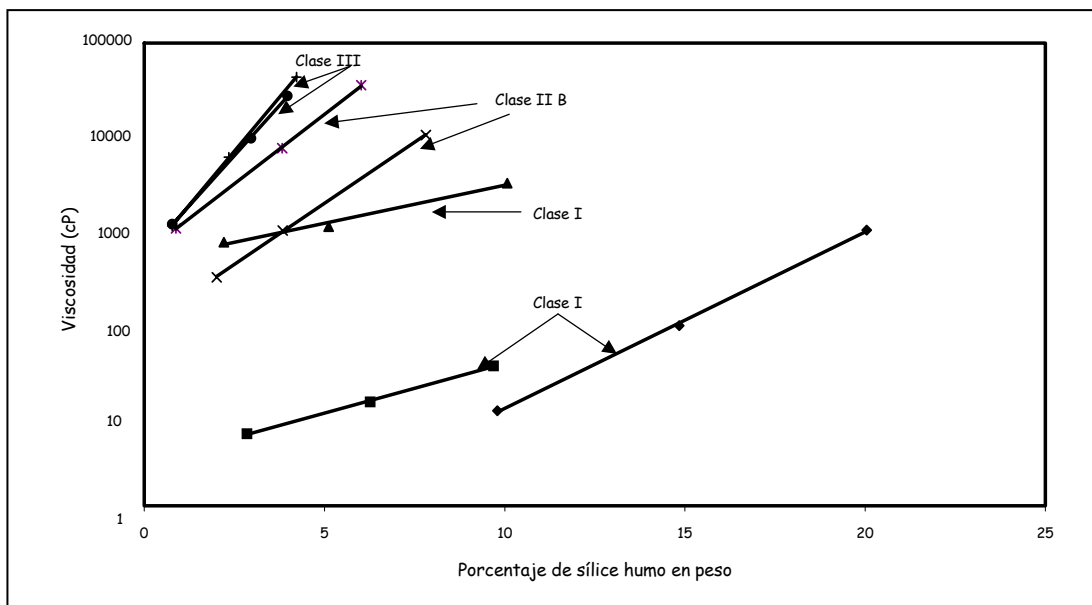


Fig. 3.26 Relación entre la concentración de la sílice humo y la viscosidad del sistema (Cabot Corp., 1993)

El grado de la sílice humo. Comercialmente la sílice humo se fabrica en diversos grados que dependen de su área superficial y el grado de compresión. En la mayoría de las aplicaciones de control reológico, los grados más recomendados son los de área superficial de $200 \text{ m}^2/\text{gr}$ o más, sin embargo los grados con grandes áreas superficiales requieren mayor energía de dispersión para exhibir su mayor eficiencia.

El nivel de dispersión del sistema. La máxima eficiencia de la sílice humo se alcanza solamente con un nivel de dispersión adecuado. La dispersión óptima puede variar dependiendo de la polaridad del sistema. La industria recomienda para todos los grados de sílice humo, una alta dispersión a través del uso de agitadores con velocidad mínima de $9 \text{ m}/\text{seg}$. La relación entre los diámetros de la hélice del agitador y el diámetro del recipiente debe ser de 1:2 ó 1:3 (Nargiello, 2001) y la altura de la hélice con respecto al fondo del recipiente es de 0.5 a 1D, donde D es el diámetro de la hélice.

La Fig. 3.27 ilustra el efecto del tiempo de mezclado para sustancias pertenecientes a los grupos III, II y I, de los mostrados en la tabla 3.4.

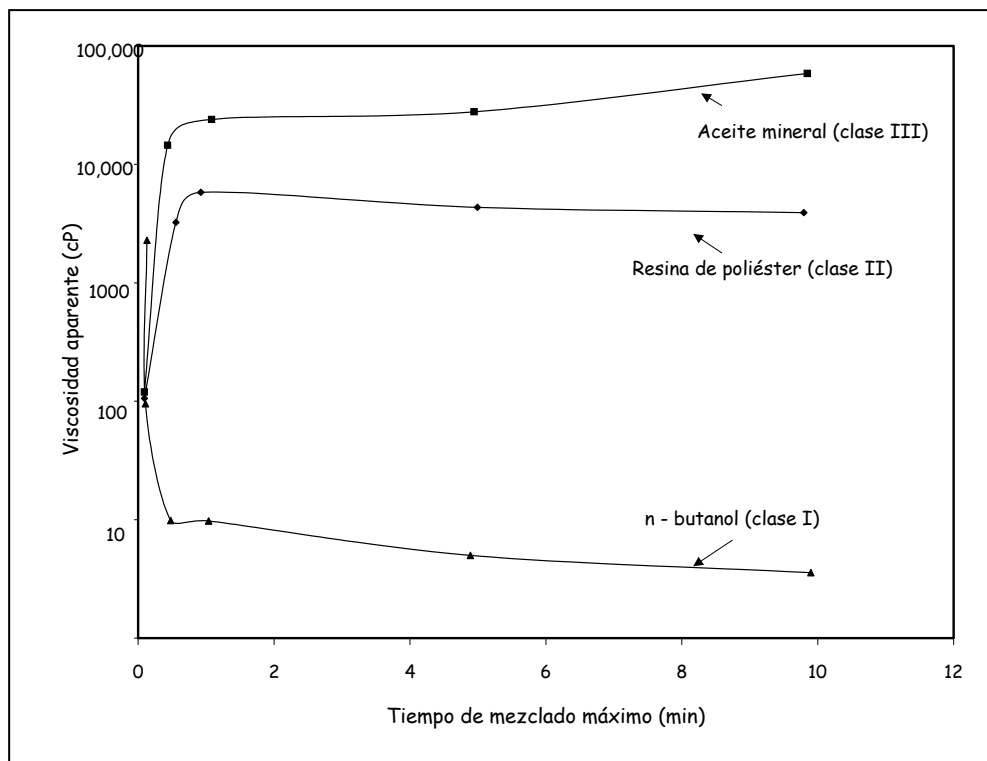


Fig. 3.27 Relación entre el tiempo de mezclado (dispersión) y la viscosidad del sistema (Cabot Corp., 1993)

La curva superior (aceite mineral clase III) muestra que una vez que empieza la dispersión, ocurre un incremento repentino de la viscosidad hasta alcanzar un punto de quiebre, pasando este punto los incrementos en la viscosidad no son tan pronunciados. Con base en ello, se recomienda que el nivel de dispersión vaya más allá del punto de quiebre, ya que después de dicho punto se aseguran pequeñas variaciones en cuanto a la viscosidad.

Para un sistema de clase II, también se observa un incremento repentino de la viscosidad, sin embargo el punto de quiebre se alcanza a una menor viscosidad comparado con la curva del sistema de clase III. En este caso también se recomienda dispersar más allá del punto de quiebre.

En la curva para un sistema clase I, se observa un comportamiento totalmente diferente, es decir, va de una viscosidad inicial alta a una baja. El punto de rompimiento se alcanza aproximadamente en el mismo momento en que sucede en los sistemas clase III y clase II, y a partir de este momento la viscosidad sigue cayendo, pero lentamente.

Este comportamiento se debe a la interferencia que ocasiona el alcohol para la formación de enlaces de hidrógeno.

pH. La sílice humo no tiene una carga superficial específica, sin embargo en sistemas acuosos la partícula se carga dependiendo del pH del sistema (Fig. 3.28). El punto isoeléctrico (partícula neutra) de las partículas de sílice humo se alcanza a un pH de 2.3. Si a partir de este nivel el pH baja, la partícula se irá cargando positivamente.

Si el pH sube a partir del punto isoeléctrico, la superficie de la partícula se irá cargando negativamente, sin embargo se ha observado que dentro del rango de 0 a 7.5, el comportamiento de la sílice humo en los sistemas acuosos es satisfactorio.

A un pH de 7.5 a 8.5, la carga negativa en la superficie de la partícula de sílice humo es tan grande, que la fuerza de repulsión electrostática generada es la suficiente como para mantener las partículas alejadas e interfiriendo en los enlaces de hidrógeno, por lo que la habilidad para espesar los sistemas líquidos disminuye considerablemente.

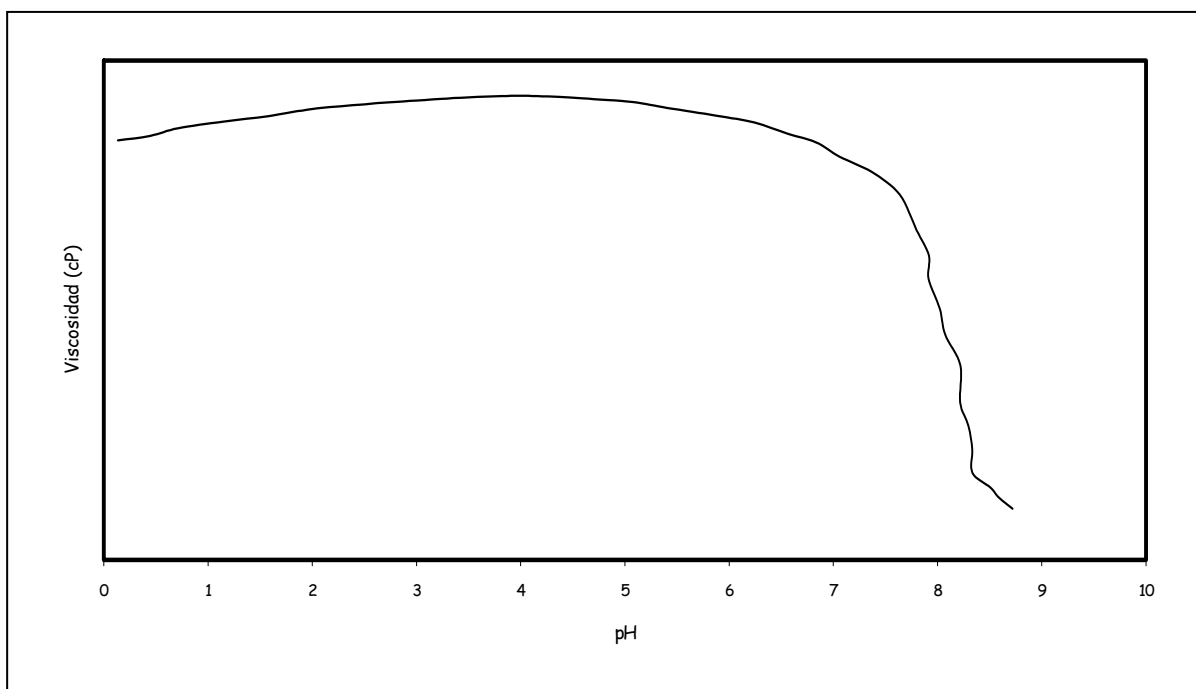


Fig. 3.28 Relación entre el pH y la viscosidad del sistema (Cabot Corp., 1993)

Temperatura: Los geles formados con la sílice humo presentan una gran estabilidad de su viscosidad con respecto al incremento en la temperatura. El punto de fusión de la sílice humo es de 1710 °C aproximadamente y como consecuencia, los agregados no se ven afectados dentro del rango de temperaturas normalmente encontradas. En la mayoría de los casos, los sistemas mezclados con la sílice humo comienzan a desestabilizarse solo cuando los otros ingredientes comienzan a fundirse, hervir, sublimar, oxidar, descomponer, etc.

Edad: La viscosidad y estabilidad tixotrópica con respecto a la edad de los sistemas de sílice humo dependen en gran parte de la estabilidad de los otros productos presentes. Cuando la sílice humo es la sustancia más polar utilizada en la mezcla, y la concentración y el nivel de dispersión son los óptimos, la viscosidad, la tixotropía y algunas otras propiedades del sistema, pueden mostrar una estabilidad de meses e incluso años.

Aditivos: Se entiende por aditivo aquella sustancia, cuya presencia en pequeñas cantidades, provoca un importante efecto en el comportamiento reológico y tixotrópico del sistema de sílice humo. La industria clasifica a los diversos aditivos en cuatro grupos: 1) los que se agregan al sistema intencionalmente, 2) los presentes en los componentes de mezcla (impurezas), o los que vienen implícitos en algún elemento que participa en la mezcla, 3) los que pertenecen a la sílice humo, y 4) los absorbidos del ambiente.

En los sistemas líquidos clase I (Tabla 3.4), los aditivos utilizados son los surfactantes catiónicos, ya que al tener porciones polares y no polares en la misma molécula, modifican e impiden parcialmente la interacción entre los hidroxilos de la sílice humo y las moléculas solventes. Esto permite el desarrollo completo de la estructura de red de la sílice humo.

En los sistemas líquidos clase III, los aditivos usados son los de cadenas cortas con más de un grupo funcional capaces de establecer enlaces de hidrógeno, como los glicoles. Estos actúan como compuestos puente entre los hidroxilos superficiales de los agregados adyacentes de sílice, extendiendo la distancia a la cual se pueden formar los enlaces de hidrógeno (Fig. 3.29).

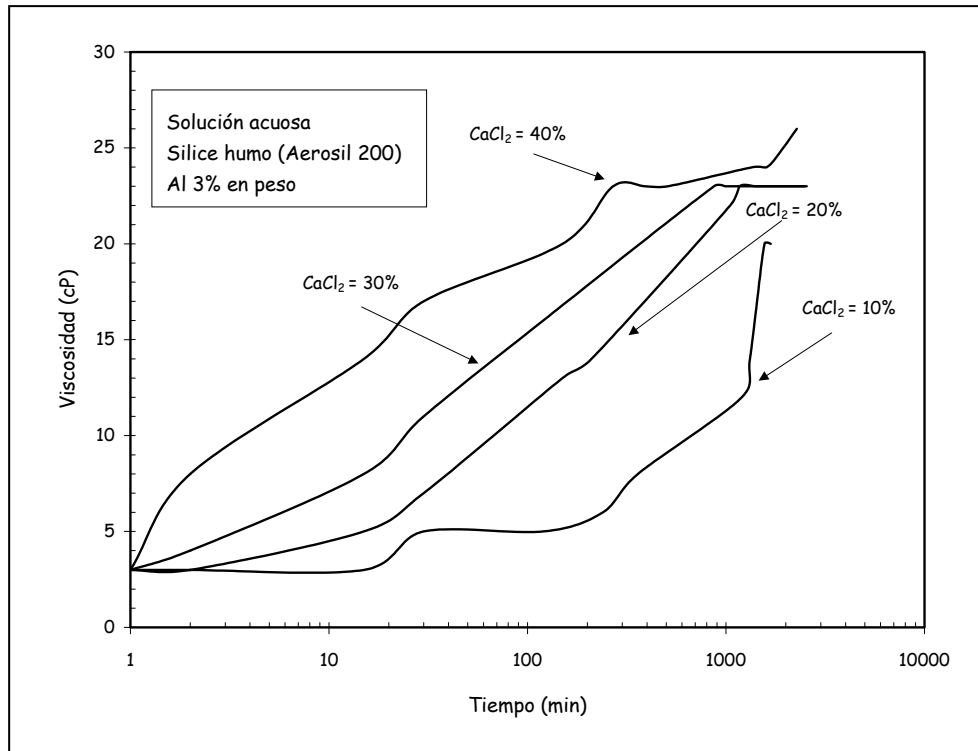


Fig. 3.30 Comportamiento reológico de la sílice humo en disolución acuosa al 3% a diversos contenidos de cloruro de calcio (CaCl_2)

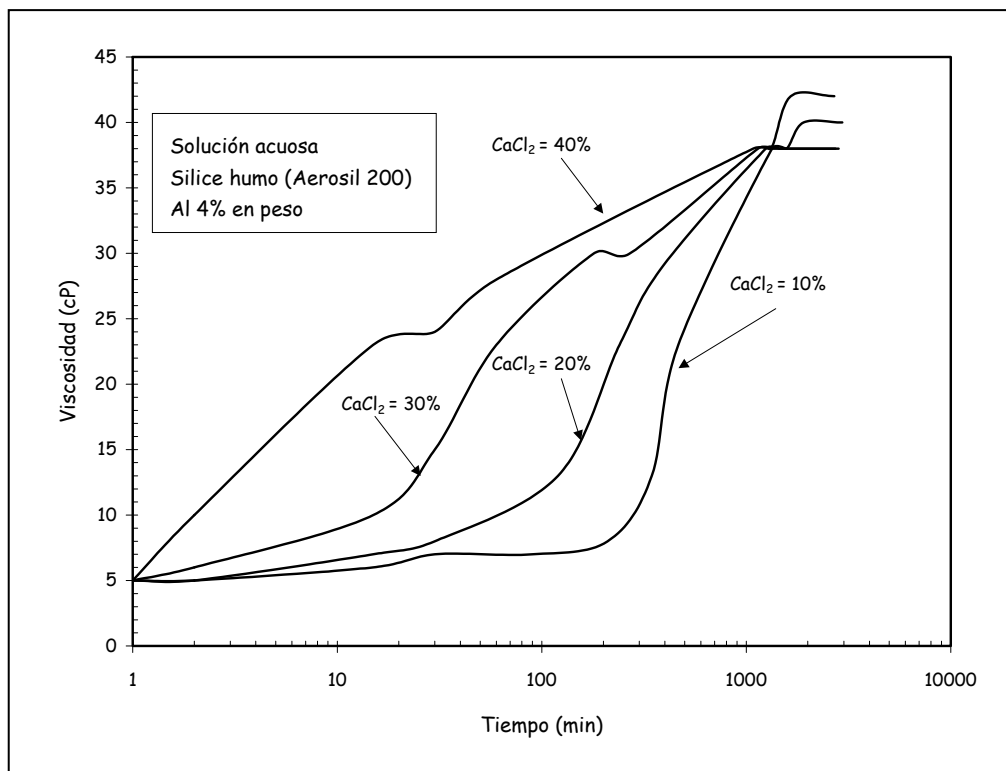


Fig. 3.31 Comportamiento reológico de la sílice humo en disolución acuosa al 4% a diversos contenidos de cloruro de calcio (CaCl_2)

En ambas figuras se observa que las trayectorias de las curvas de incremento de viscosidad tienden a mismo punto, es decir, tienden a un valor único de viscosidad en aproximadamente 1200 minutos (20 horas). Sin embargo, mientras que para la mezcla con un contenido de sílice humo del 3% la viscosidad en dicho punto es de 22 cP aproximadamente, para una mezcla con un contenido de sílice humo del 4%, la viscosidad en este punto es de 38 cP aproximadamente. Así mismo se observa que la viscosidad inicial para la mezcla al 3% de sílice humo es de 3 cP y para la mezcla al 4% es de 5 cP.

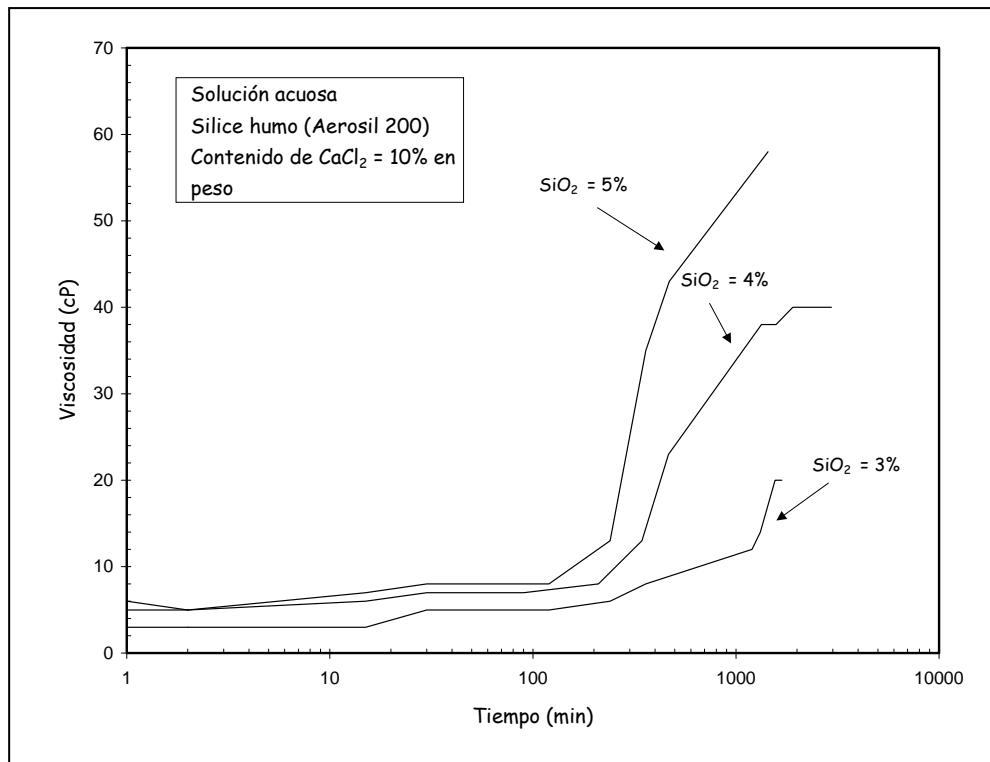
Otro aspecto a destacar y que se observa en las figuras es la forma en que varían las curvas de incremento de viscosidad con el contenido de cloruro de calcio (CaCl_2). Para una mezcla con un 40% de CaCl_2 la viscosidad incrementa en forma lineal con respecto al tiempo, mientras que para la mezcla con un 10% de CaCl_2 existe un intervalo de tiempo en el que la viscosidad se mantiene cercana al nivel de viscosidad inicial y después de éste, incrementa repentinamente.

Con base en lo observado en este análisis se puede afirmar que el contenido de cloruro de calcio no influye en la viscosidad final (viscosidad alcanzada en un periodo de 20 a 24 horas) del sistema, sin embargo sí influye en su tasa de incremento, es decir en la forma en la que se llega a dicha viscosidad.

Desde el punto de vista del mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos con el uso de productos químicos, se sabe que es conveniente tener un intervalo de tiempo (tempo de gel), lo suficientemente grande como para asegurar la llegada del producto al estrato por mejorar. Al comparar los resultados del análisis anterior, se observa que las sustancias que tienen el comportamiento reológico adecuado son las de menor contenido de cloruro de calcio, ya que mantiene la viscosidad inicial durante un importante periodo de tiempo. Sin embargo, se debe tomar en cuenta el efecto que sobre la viscosidad inicial tiene el contenido de la sílice humo en la sustancia.

Este aspecto se observa en la Fig. 3.32, en la que se analiza el incremento en la viscosidad con respecto al tiempo para sustancias químicas con contenidos de sílice humo del 3, 4 y 5%. Como el contenido de cloruro de calcio se mantuvo constante (del 10%), se observa en los tres casos

el intervalo de tiempo en el que la viscosidad inicial se mantiene constante, sin embargo las viscosidades iniciales fueron de 3, 5 y 6 cP, y las viscosidades finales fueron de 20, 40 y 58 cP, para los contenidos de sílice humo del 3, 4 y 5% respectivamente, en donde resalta la influencia del contenido de sílice humo en las viscosidades iniciales y finales de la sustancia química.



3.32 Influencia del contenido de sílice humo en las viscosidades inicial y final de las mezclas de inyección

3.4.3 Propiedades y característica de la sílice coloidal

La sílice coloidal es una suspensión acuosa estable (coloide) de micro partículas de sílice (SiO_2) dispersas en agua, se produce a partir de soluciones saturadas de ácido silícico o por la extracción del álcali del silicato de sodio con intercambio de iones (Fig. 3.33). La superficie de la sílice se encuentra cargada por iones hidroxilo formados a partir de la pérdida de protones de las moléculas de agua en los espacios entre los átomos de oxígeno de la estructura de la sílice, dejando a dicha superficie cargada negativamente. Esto se logra incrementando el pH o a través de sustitución isomórfica de alumina por la sílice. Sin tal estabilización, el coloide

tenderá a convertirse en gel. Cada partícula negativamente cargada está rodeada por una doble capa de iones, por lo que la formación del gel se logra rompiendo esta doble capa con la adición de reactivos de sal inorgánica. Este proceso comprime la doble capa y propicia que las partículas se acerquen unas a otras para formar enlaces de siloxanos a través de los hidroxilos, formando una estructura del tipo de pila de coloides esféricos conectados unos con otros.

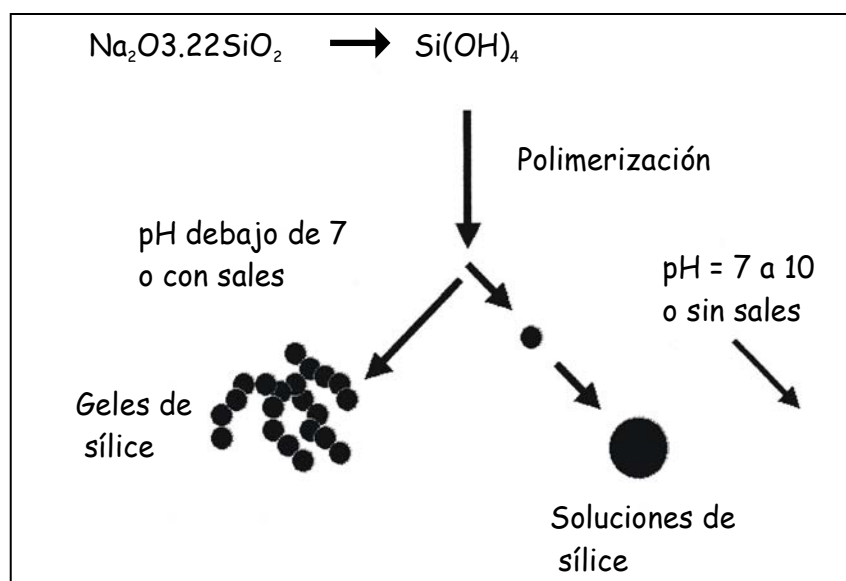


Fig. 3.33 Síntesis de la sílice coloidal

Las partículas de sílice formadas con este proceso tienen diámetros que varían entre 5 y 100 nm. Si la solución tiene partículas con diámetros de menos de 7 nm su apariencia sería clara como la del agua, de 10 a 30 nm la apariencia sería traslúcida u opaca, y con partículas de 50 nm o más la apariencia sería blanca o lechosa.

Entre sus principales usos destaca el empleo como aglutinante inorgánico en cerámicas, aglutinante para fibras, estabilizador de pinturas y para el refuerzo de polímeros orgánicos. Como material de mejoramiento de las propiedades mecánicas de los suelos, presenta grandes ventajas sobre los productos convencionales, entre ellas destacan:

a) Su baja viscosidad inicial: Al comparar las sílice coloidal con respecto a las de silicato de sodio (mezcla de inyección comúnmente utilizada en el mejoramiento de los suelos), resalta el hecho de que esta última se comercializa con un 38% de sólidos y viscosidades de 200 cP, por

lo que para ser utilizada como mezcla de inyección de los suelos debe diluirse considerablemente para reducir su viscosidad. La sílice coloidal se comercializa con contenidos de sólidos de hasta el 50% en peso y con viscosidades mucho menores (de 5 a 8 cP), por lo que una disolución mantendría aun altos porcentajes de contenido de sólidos.

b) Control del tiempo de gel: Los factores que controlan el tiempo de gel en la sílice coloidal son: el contenido de sólidos, el pH y la resistencia iónica de la solución. Para un contenido dado de sílice coloidal, el tiempo de gel se puede alterar bajando el pH de la solución y/o cambiando la resistencia iónica. Al incrementar la concentración de la sílice coloidal se disminuye el tiempo de gel y lo hace más fuerte debido al incremento en el número de partículas que lo forman.

Al aumentar la resistencia iónica también disminuye el tiempo de gel ya que el doble estrato de iones alrededor de las partículas se contrae, permitiendo que éstas se aproximen unas a otras facilitando la formación de los enlaces.

Este control del tiempo de gel representa una de las ventajas que tiene la sílice coloidal con respecto a otras sustancias de inyección, ya que se pueden tener periodos de inducción muy grandes (durante los cuales la viscosidad se mantiene muy baja), y los tiempos de gel pueden durar hasta meses. La Fig. 3.34 muestra una representación gráfica del comportamiento reológico de una mezcla de sílice coloidal.

Noll *et al.*, (1992) investigó el comportamiento de las soluciones de sílice coloidal de las cuales el contenido de sólidos se redujo del 30% (valor nominal típico con el que se distribuye el producto), a valores tan bajos como del 5%, y encontró que aun las sustancias más diluidas tienden a convertirse en gel aunque más débil y lentamente.

c) Durabilidad. Uno de los factores que más influyen en la durabilidad de las mezclas de inyección es la sinéresis (Cap. 2). A este respecto se ha observado que no obstante el silicato de sodio es químicamente similar a la sílice coloidal, exhibe este fenómeno, mientras que la sílice coloidal no, con lo que se evita la formación de grietas en la masa de suelo inyectada.

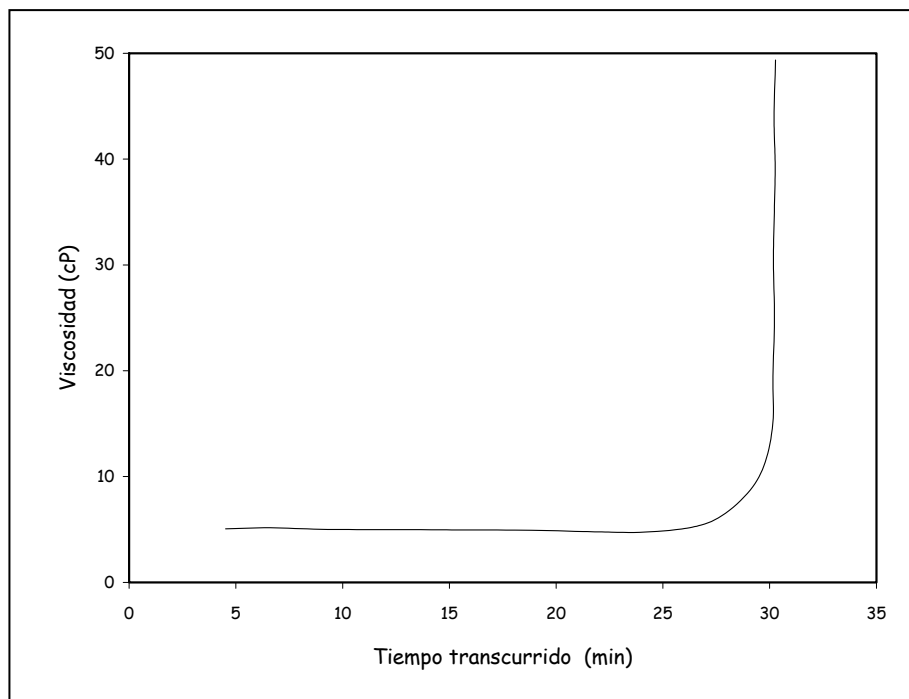


Fig. 3.34 Curva típica del tiempo de gel de la sílice coloidal

Otra ventaja que tiene la sílice coloidal con respecto al silicato de sodio es que en esta última existen iones de sodio remanentes en la estructura del gel formada por la mezcla de esta sustancia con reactivos orgánicos e inorgánicos. Estos iones de sodio pueden revertir el proceso de geletización y provocar una descomposición de la estructura con el tiempo. Por esta razón el gel formado con el silicato de sodio se recomienda para trabajos temporales (Yonekura, 1996).

Ya que no existen iones de sodio remanentes en la estructura de sílice coloidal, ésta puede permanecer estable durante mucho tiempo, por lo que puede ser utilizada como medida de mejoramiento permanente.

En términos generales, se sabe que el tiempo de gel de la sílice coloidal depende del pH, la concentración de la sal y del grado de disolución de la misma. Noll *et al.*, (1992) realizaron diversos ensayos para verificar la influencia de estos factores. Desde el punto de vista de la concentración y del tipo de sal, utilizaron para este propósito tres tipos de sales: 1) el cloruro de sodio, 2) el cloruro de calcio y 3) el cloruro de aluminio. El sodio es un ión monovalente, mientras que el calcio y el aluminio son bi y trivalente respectivamente. De estos se prefirió el

cloruro de sodio ya que se obtienen los tiempos de gel más grandes. Así mismo encontraron que el calcio tiene poco o nulo efecto en la formación del gel en el rango ácido, y que en rango básico el gel se forma rápidamente. El aluminio resultó ser el menos adecuado debido a que tuvo un efecto negativo, pues el pH cayó cuando se le agregó la sal y aceleró el tiempo de gel.

3.4.4 Caracterización de la sílice coloidal

No obstante a la observación acerca del uso del cloruro de sodio como catalizador, en este trabajo se evaluó el comportamiento reológico de la sílice coloidal con el uso del cloruro de calcio, debido a la necesidad de contar con los especímenes de ensaye (suelo - sustancia) en un menor tiempo.

La Fig. 3.35 ilustra la influencia del contenido de cloruro de calcio en el incremento de la viscosidad de la sustancia.

La cantidad de cloruro de calcio se calculó con base en el peso total del sistema, es decir para 500 ml de mezcla (sílice - agua al 10% = 50 ml de sílice coloidal y 450 ml de agua), se agregaron 50 gr de sal si el porcentaje en peso era del 10%, y 20 gr si el porcentaje era del 4% en peso.

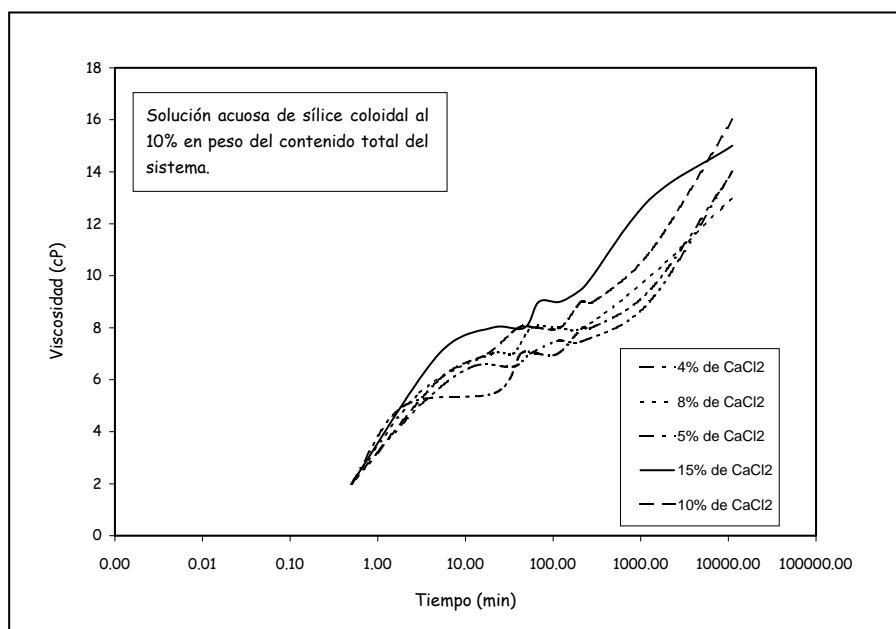


Fig. 3.35 Influencia del contenido de cloruro de calcio en el comportamiento reológico de la sílice coloidal

Como se observa, para una cantidad específica de sílice coloidal el contenido en el cloruro de calcio no influye de manera significativa en el cambio de la viscosidad con respecto al tiempo, de hecho todas las curvas se desarrollan dentro de un rango de comportamiento similar.

Para evaluar la influencia del contenido de sílice coloidal, se prepararon mezclas con porcentajes del 10, 15, 20, 25 y 30%, todas con un contenido de cloruro de calcio constante del 5% en peso, la Fig. 3.36 muestra los resultados obtenidos.

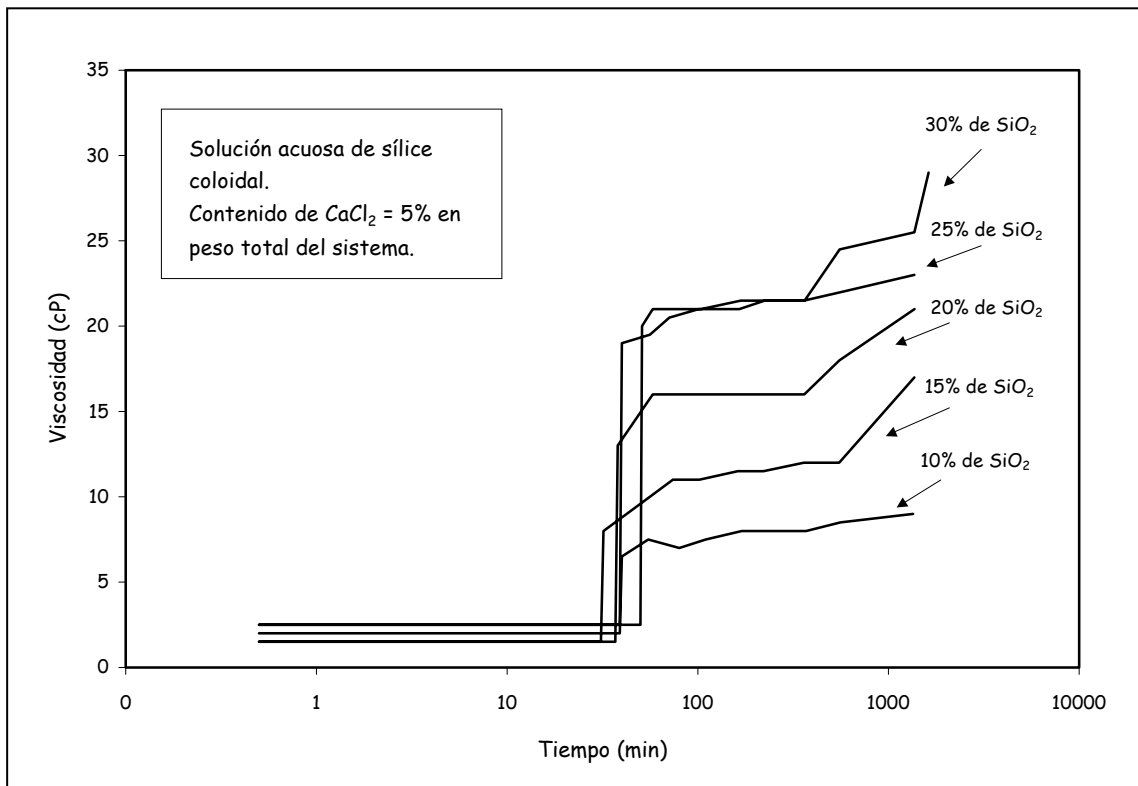


Fig. 3.36 Influencia del contenido de sílice coloidal en el comportamiento reológico de la mezcla de inyección

En la figura se observa que conforme incrementa el contenido de sílice coloidal en la mezcla, incrementa la viscosidad del sistema, demostrando que es más significativo dicho parámetro que el contenido de cloruro de calcio. Así mismo, se observa un intervalo de tiempo (de entre 30 y 50 min) en el que la viscosidad se mantiene constante y posteriormente incrementa en forma instantánea, esto representa una ventaja desde el punto de vista de los periodos de inducción en campo.

3.5 Estimación de la calidad de impregnación del suelo con sílice humo y sílice coloidal

No obstante que la viscosidad inicial de la sílice coloidal es ligeramente menor que la de la sílice humo, fue necesario evaluar el nivel de impregnación de la arena de Lázaro Cárdenas con ambos productos. Para dicho propósito se diseñó un equipo cuyo esquema general se muestra en la Fig. 3.37, y que consta de molde para la colocación de la arena, recipiente para la mezcla de inyección y una probeta graduada para medir el excedente.

El recipiente de la mezcla de inyección está conectado a un suministro de aire a presión. El aire que entra a dicho recipiente es regulado con el fin de mantener las presiones de inyección dentro de los rangos sugeridos en las normas..

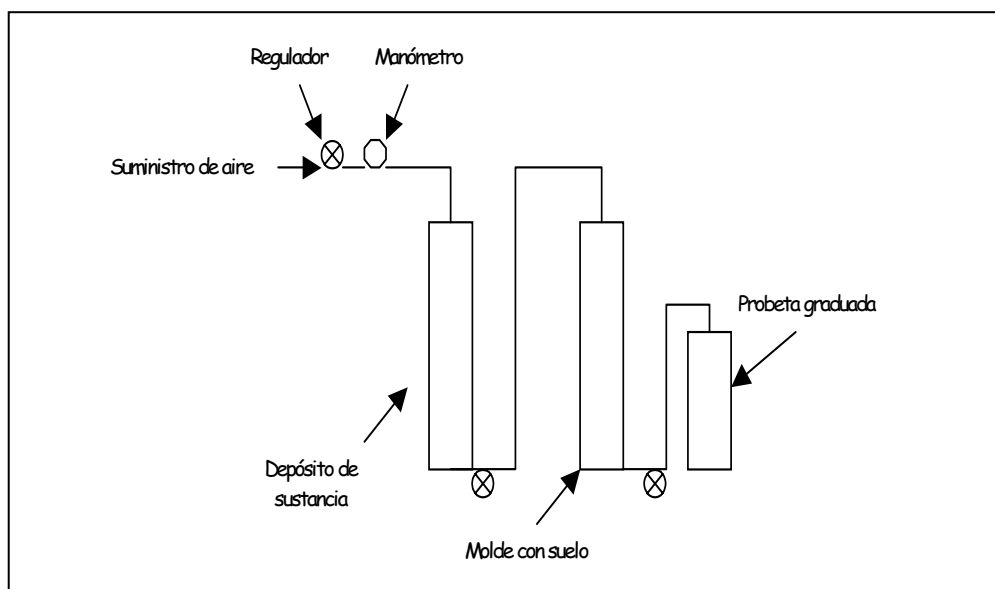


Fig. 3.37 Influencia del contenido de sílice coloidal en el comportamiento reológico de la mezcla de inyección

El proceso de inyección se llevó a cabo de acuerdo con la norma ASTM D 4320 - 84. Una vez que el suelo se colocó en el molde, se saturó el material circulando agua (aproximadamente tres veces el volumen de vacíos), a una presión de 34.5 kPa (0.345 kg/cm²). Alternativamente en el recipiente se preparó la mezcla de inyección, ya sea de sílice humo - agua o de sílice coloidal - agua, con concentraciones del 10% y porcentaje de cloruro de calcio del 10%.

Las presiones de inyección de la sustancia variaron entre 69 a 138 kPa (0.69 a 1.38 kg/cm²) de acuerdo con la norma mencionada.

Dentro de este rango de presiones, se observó una nula penetración de las mezclas elaboradas con sílice humo. Físicamente una vez que el sistema fue desarmado se observó una capa de material (sílice humo) en la superficie de la probeta, la cual impidió el paso de la mezcla. Al utilizar la sílice coloidal como material de inyección, se observó una mayor facilidad en la impregnación. De dicho análisis se desprende el hecho de que no obstante se trata del mismo material, la sílice coloidal es el material adecuado para la impregnación de una arena fina de características similares a la arena de Lázaro Cárdenas (susceptible a licuación), ya que la morfología de la sílice humo, así como el tamaño de las partículas de suelo de la arena de Lázaro Cárdenas, se combinaron para evitar la impregnación, sin embargo, se debe tomar en cuenta dicho material para la impregnación de arenas medias a gruesas debido a su buen comportamiento reológico y a la facilidad en el control de los tiempos de gel.

Por último, para la formación de las probetas de ensaye, se utilizaron las técnicas sugeridas por Kaga y Yonekunra (1991) y por Warner (1972).

3.6 Conclusiones

La sílice coloidal se eligió como sustancia de impregnación para el desarrollo de este trabajo debido a las ventajas que tiene sobre los productos actualmente utilizados para el mejoramiento de suelos y sobre la sílice humo. Las mas importantes son:

1. *Facilidad de obtención.* Es un producto de importación sin embargo se distribuye comercialmente en nuestro país, por lo que no se tienen dificultades en su adquisición
2. *Alto grado de impregnación.* Su baja viscosidad inicial (similar a la del agua) permite una mayor eficiencia en la impregnación de los suelos granulares finos, que son los de mayor riesgo a sufrir licuación.

3. *Incremento en el periodo de inducción.* Independientemente de la concentración de sílice, la viscosidad se mantiene baja y constante por más de 50 min (Fig. 3.36). Esta propiedad facilita las operaciones de inyección en campo.
4. *Adecuado manejo en el tiempo de gel.* El tiempo de gel es similar a todos los niveles de concentración y por lo tanto reproducible.
5. *Rapidez de reacción.* Después del periodo de inducción, la reacción es lo suficientemente rápida para asegurar la permanencia del gel una vez que se impregnó la zona objetivo.
6. *No tóxico.* Debido a su composición química, no presenta riesgos de impacto ambiental y de toxicidad en su manejo.
7. *Económicamente competitivo.* El análisis económico queda fuera del alcance de este trabajo, sin embargo a este respecto cabe mencionar que debido al tamaño de las partículas de sílice, la formación del gel se induce aun a bajas concentraciones del producto. Es decir el producto se puede diluir en agua a concentraciones hasta del 5% (se recomienda el 10%) y producir un gel. Este hecho reduce significativamente la adquisición del material y por lo tanto el costo de la inyección.

3.7 Referencias

Alcántara, L., Mena, E. y Singh, S. K. (1987). "Efecto de amplificación del subsuelo del delta del balsas ante la acción de temblores fuertes," *Memorias: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, Qro., pp. B92 - B106.

Antonio - Izarrarás, V. M. (1999). "Análisis de las alternativas de densificación de depósitos de suelos granulares finos," *Tesis para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería*, DEPMI, UNAM.

ASTM D422 (1998). "Standard test method for particle size analysis of soil," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

ASTM D854 -02 (2002). "Standard test methods for specific gravity of soil solid by water pycnometer," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

ASTM D- 4253-00 (2000). "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

ASTM D 4254-00 (2000). "Standard test methods for minimum index density and calculation of relative density," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

ASTM D 4320 -84 (1984). "Standard method for laboratory preparation of chemically grouted soil specimens for obtain design strength parameters," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

ASTM D5084 (2000). "Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter," *Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock.*

Cabot Corp (1993). *CAB - O - SIL Untreated Fumed Silica, Properties and Functions*, Technical Report.

Clough, G. W., Kuck, W., y Kosali, G. (1979), "Silicate Stabilized Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, GT1, pp. 65 - 82.

Díaz Rodríguez, J. A. (1995). "Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos," DEPMI, UNAM, México.

Kaga, M. y Yonekura, R. (1991). "Estimation of strength of silicate - grouted sand," *Soils and Foundations, JSSMFE*, Vol. 31, No. 3, p.p. 43-59.

Liao, S. S. C. y Whitman, R. V. (1986). "Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes," *Res. Rep.*, Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Mehdiratta, G. R. y Triandafilidis, G. E. (1978). "Minimum and maximum densities of granular materials," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, No. 1, pp. 34 - 40

Mosser, F. (1987). "El delta del río Balsas. Los sismos de 1985," *Memorias del Simposio: Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, México, D. F., pp. 15 - 18.

Nargiello - Tetreault, M. (2001). "Successful use of fumed silica in liquid systems," *Paint and Coatings Industry*, extraído el 17 de Mayo de 2004 de: http://www.pcimag.com/CDA/ArticleInformation/features/BNP_Features_items/

Noll, M. R., Bartlett, C. y Dochat, T. M. (1992). "In situ permeability reduction and chemical fixation using colloidal silica," *Proc. 6th Nat. Outdoor Action Conf. on Aquifer Restoration*, National Ground Water Association.

O'Connor, K., Krizek, R. J. y Atmatzidis, D. (1978). "Microcharacteristics of chemically stabilized granular materials," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, GT7, pp. 939 - 952.

Rocha, G. (1987). "Comportamiento de una planta en el puerto industrial Lázaro Cárdenas, Mich.," *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, México, D.F., pp. 37 - 41.

Santoyo, E. (1987). "Desarrollo de las cimentaciones en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Mich.," *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, México, D.F., pp. 23 - 24.

Schramm, G. (1994). *A practical approach to rheology and rheometry*, Edit. Haake, Federal Republic of Germany.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97 No. SM9, pp. 1249 - 1273.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes," *Earthquake Engineering Research Institute Monograph*, Oakland, Calif.

Subgerencia de Geotecnia y Materiales, CFE (1997). "Estudio Geotécnico, Depósitos de Ceniza Aledaño al de Carbón, C. T. Plutarco Elías Calles," *Informe No. 97-59-65*. Lázaro Cárdenas, Mich.

Tamez, G. E. (1987). " Efectos del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el puerto industrial Lázaro Cárdenas, Mich.," *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, México, D.F., pp. 19 - 22.

Terzaghi, K., Peck, R. B., y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, USA.

Vipulanandan, C. y Krizek, R. J. (1986). "Mechanical behavior of silicate - grouted soils," *Journal of the Geotechnical Engineerig, ASCE*, Vol. 112, No. 9, pp. 869 - 886.

Warner, J. (1972). "Strenght properties of chemically solidified soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM -11, pp. 1163 - 1185.

Yonekura, R. (1996). "The developing process and the new concepts of chemical grouting in Japan," *Proc. of IS-Tokyo'96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*, Vol. 2, pp. 889 - 901.

Youd, T. L., Idriss, I. M. y colaboradores (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils," *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 127, No. 10, pp. 817 - 833.

Zeevaert, A. E. (1987). "Tópicos sísmicos sobre diseños geotécnicos en SICARTSA," *Memorias del Simposio: Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, México, D.F., pp. 25 - 28.

4

ENSAYES E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Introducción

La fase experimental del presente proyecto consistió en dos etapas. En la primera se realizaron un total de 100 ensayos de corte simple cíclico a volumen constante sobre especímenes formados con la arena de Lázaro Cárdenas sin la impregnación con la sílice coloidal. El objetivo fue evaluar el comportamiento del suelo ante la aplicación de esfuerzos cortantes cíclicos y la influencia que sobre dicho comportamiento tienen la compacidad relativa (Cr), el esfuerzo confinante inicial efectivo (σ'_{vo}) y la magnitud del esfuerzo cortante aplicado (evaluado en términos de la relación de esfuerzos cíclicos, $SR = \tau_{cyc}/\sigma'_{vo}$). Los resultados de esta serie de ensayos sirvieron de base para comparar el efecto de la aplicación de la sílice coloidal en muestras de suelo con características similares. La Tabla 4.1 muestra el programa de ensayos ejecutado en esta primera etapa.

La segunda etapa consistió en la preparación de los especímenes impregnados con sílice coloidal y su respectivo ensaye en el equipo de corte simple cíclico. Fueron un total de 45 ensayos en esta segunda etapa (ver Tabla 4.2) en donde se evaluó el comportamiento del suelo estabilizado

con respecto a la compacidad relativa, el esfuerzo confinante inicial y la magnitud del esfuerzo cortante cíclico aplicado. La reproducibilidad en la formación de las probetas impregnadas y no impregnadas, permitió la construcción de diversas gráficas en donde se observaron los efectos de la estabilización con sílice coloidal en la resistencia de los suelos susceptibles a licuación.

Tabla 4.1 Programa de ensayos sobre especímenes de suelo no impregnados

Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v					
20	0.3	0.2	40	0.3	0.2	60	0.3	0.2	80	0.3	0.2	100	0.3	0.2					
		0.3			0.3			0.3			0.3								
		0.4			0.4			0.4			0.4			0.4	0.4				
		0.5			0.5			0.5			0.5			0.5	0.5				
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6											
	0.6	0.2		0.2	0.6		0.2	0.2		0.6	0.2		0.2	0.6	0.2	0.2	0.6	0.2	0.2
		0.3		0.3			0.3	0.3			0.3		0.3						
		0.4		0.4			0.4	0.4			0.4		0.4						
		0.5		0.5			0.5	0.5			0.5		0.5						
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
	0.9	0.2		0.2	0.9		0.2	0.2		0.9	0.2		0.2	0.9	0.2	0.2	0.9	0.2	0.2
		0.3		0.3			0.3	0.3			0.3		0.3						
		0.4		0.4			0.4	0.4			0.4		0.4						
		0.5		0.5			0.5	0.5			0.5		0.5						
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
	1.2	0.2		0.2	1.2		0.2	0.2		1.2	0.2		0.2	1.2	0.2	0.2	1.2	0.2	0.2
		0.3		0.3			0.3	0.3			0.3		0.3						
		0.4		0.4			0.4	0.4			0.4		0.4						
		0.5		0.5			0.5	0.5			0.5		0.5						
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	

Tabla 4.2 Programa de ensayos sobre especímenes de suelo impregnados con sílice coloidal

Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v	Cr	σ'_v	τ_{cyc}/σ'_v			
20	0.3	0.2	40	0.3	0.2	60	0.3	0.2			
		0.3			0.3			0.3	0.3		
		0.4			0.4			0.4	0.4	0.4	0.4
		0.5			0.5			0.5	0.5	0.5	0.5
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	
	0.6	0.2		0.2	0.6		0.2	0.2	0.6	0.2	0.2
		0.3		0.3			0.3	0.3		0.3	0.3
		0.4		0.4			0.4	0.4		0.4	0.4
		0.5		0.5			0.5	0.5		0.5	0.5
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	
	0.9	0.2		0.2	0.9		0.2	0.2	0.9	0.2	0.2
		0.3		0.3			0.3	0.3		0.3	0.3
		0.4		0.4			0.4	0.4		0.4	0.4
		0.5		0.5			0.5	0.5		0.5	0.5
	0.6	0.6		0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6	

4.2 Formación de especímenes de ensaye

a) Especímenes no impregnados

La preparación de los especímenes de suelo no impregnados consistió en lo siguiente:

Se colocó en primer lugar la membrana reforzada en la base del equipo de corte simple cíclico y se determinaron las dimensiones del espacio (altura y diámetro) por ella formada, ya que debido a su rigidez, se tomó como molde para la formación del espécimen de suelo (Fig. 4.1).

Con estas dimensiones, se obtuvo la cantidad de suelo necesaria para formar la probeta a la compacidad relativa deseada (ver Cap. 3). Con la ayuda de un embudo, el material se colocó mediante la técnica de depósito en seco (Mullilis et al, 1975; Ishihara, 1993; Vaid y Sivathayalan, 2000), manteniendo la altura de caída constante, vibrando y enrasando hasta alcanzar la altura especificada (Fig. 4.2).

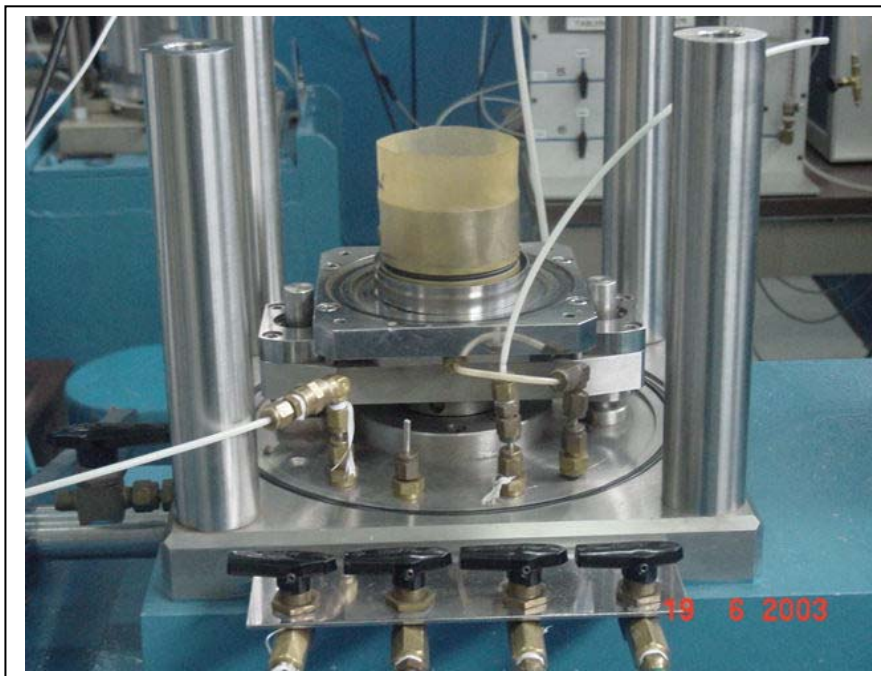


Fig. 4.1 Membrana reforzada en el equipo de corte simple cíclico

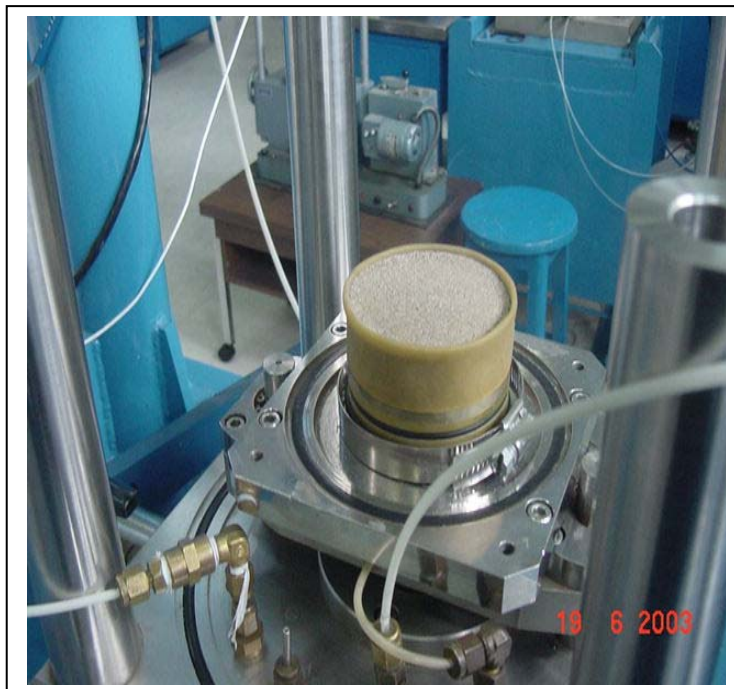


Fig. 4.2 Espécimen de suelo no impregnado

b) Espécimen de suelo impregnado.

La formación de los especímenes de suelos impregnados con sílice coloidal se realizó con la ayuda de un molde partido de 145 mm de altura por 70 mm de diámetro, en cuyo interior se coloca una membrana de plástico (Fig. 4.3). El molde se ensambla en una base que tiene un sistema de conexión a la línea de vacío, que al aplicarlo mantiene a la membrana adherida al molde durante el proceso de formación de la probeta de suelo.

Con las dimensiones del molde se obtuvo la cantidad de suelo necesaria para formar la probeta a la compacidad relativa deseada. Previo al vaciado del material se preparó una determinada cantidad de sustancia de impregnación (350 ml), que de acuerdo a los análisis de comportamiento reológico del capítulo 3, la combinación agua - sílice coloidal - cloruro de calcio adecuada para el programa experimental fue de 80%, 20% y 5% respectivamente, este último con respecto al peso total del sistema. La justificación del uso de este proporcionamiento fue que para el tiempo y las condiciones de curado propuestas (7 días de curado al ambiente), la probeta de suelo estaría en condiciones de ser labrada y ensayada en el equipo de corte simple cíclico.

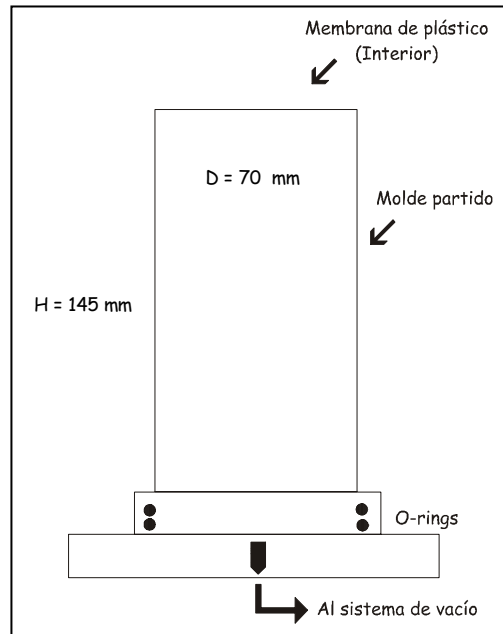


Fig. 4.3 Esquema del molde partido para la formación de especímenes de suelo impregnados con sílice coloidal

La formación de la probeta se realizó por capas, vaciando en primer lugar una cantidad de sustancia y en segundo lugar una cierta cantidad de suelo, la vibración inducida al molde por cada capa fue la necesaria para lograr la compacidad relativa especificada. El control en la cantidad de sustancia química utilizada en la formación de cada probeta de suelo se realizó con la ayuda de una probeta graduada. En todos los cilindros formados, la cantidad de sustancia química utilizada coincidió con el volumen de vacíos del mismo a la compacidad relativa especificada.

Para mantener la representatividad de las probetas impregnadas, los factores como: tiempo de curado, ambiente de curado, cantidad de sustancia química (salvo en el caso en que se evaluó la influencia de dicha cantidad en la resistencia cíclica del suelo) se mantuvieron constantes, y las condiciones variables fueron las propias del ensaye: 1) magnitud del esfuerzo confinante inicial, 2) compacidad relativa y 3) magnitud del esfuerzo cortante cíclico aplicado. Esto con la intención de aislar el efecto de la sustancia química en la resistencia a licuación de la arena.

Transcurrido el tiempo de curado, se desarmó el molde (Fig. 4.4) y se procedió al corte de los especímenes de ensaye de tal forma que cada uno tuviera un espesor de 22 mm y un diámetro

de 70 mm (Fig. 4.5). Este procedimiento se realizó para formar especímenes de suelo impregnado a las compacidades relativas especificadas en la Tabla 4.2.

Los especímenes se sitúan sobre la base del equipo de corte simple colocándoles la membrana reforzada, estando así en condiciones de realización del ensaye.



Fig. 4.4 Probeta de suelo impregnada con sílice coloidal



Fig.4.5 Especímenes de ensaye (muestra de suelo impregnada)

4.3 Descripción del equipo

El equipo de corte simple cíclico del Laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM es del tipo NGI (Cap. 1). La Fig. 4.6, muestra el esquema de los principales componentes de la cámara de ensaye.

Un pistón en posición horizontal conectado a un riel en la parte superior de la cámara es el responsable de aplicar el esfuerzo horizontal cíclico a la muestra de suelo, la magnitud de este esfuerzo se mide a través de una celda de carga colocado entre el vástago del pistón y el riel. Por otra parte, los desplazamientos generados se miden con un transductor de desplazamiento lineal (LVDT), colocado en el extremo opuesto del riel. El seguro colocado en la parte superior del casco que sostiene a dichos componentes tiene la función de evitar el desplazamiento del riel durante la colocación de los especímenes de suelo, y de realizar los ajustes de la carga horizontal sin que exista alteración en el suelo.

La magnitud del esfuerzo confinante vertical se mide a través de la celda de carga vertical colocada en la parte superior de la muestra de suelo. Este esfuerzo vertical se aplica a través de un pistón colocado en la parte inferior de la cámara que a su vez impulsa un vástago y permite que la base en la que se coloca la muestra de suelo sea movable.

La posición de las celdas de carga permiten eliminar posibles errores en sus lecturas debido a la fricción entre los vástagos y los bujes de alineación de los mismos, ya que se considera que están prácticamente en contacto con la muestra de suelo.

Las celdas de carga y el transductor de desplazamiento se conectan a una unidad de adquisición de datos que a su vez está conectada a una computadora esclava que captura la información y la coloca en una hoja de cálculo. Con este procesamiento se obtienen las gráficas en donde se relacionan el número de ciclos de esfuerzo en contra de: (1) la magnitud del esfuerzo cortante aplicado, (2) la deformación angular y (3) el incremento de la presión de poro (en términos de la disminución del esfuerzo efectivo vertical).

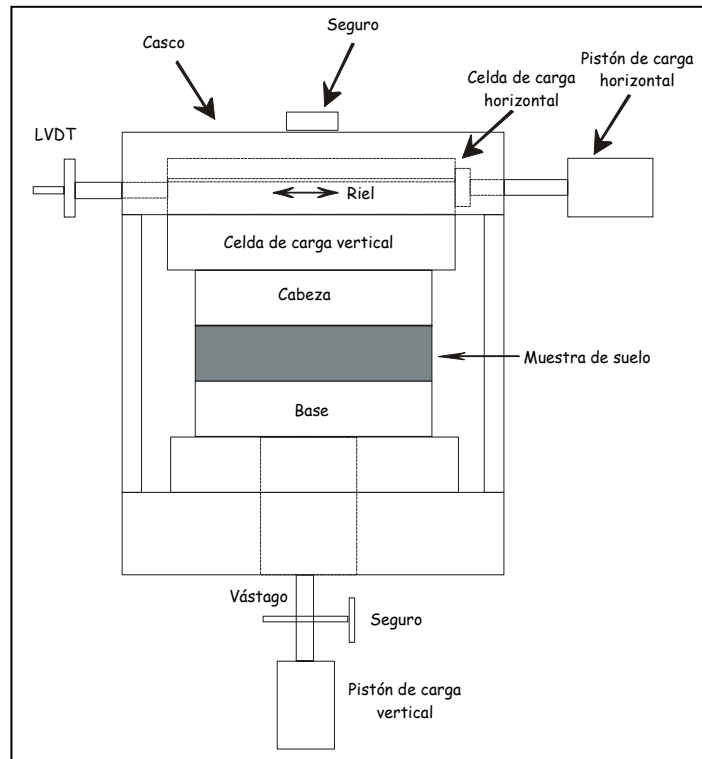


Fig. 4.6 Arreglo del equipo de corte simple cíclico de la División de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

4.4 Procedimiento de ensaye

El procedimiento de ensaye para los especímenes de suelo tanto impregnados, como no impregnados es el siguiente:

- a) Con el espécimen sobre la base del equipo de corte simple cíclico, se coloca el casco que sostiene a la cabeza, la celda y el riel, accionando el brazo mecánico que lo sostiene. Una vez en su posición la membrana reforzada se sujeta a la cabeza y la muestra estará en condiciones de iniciar con el esfuerzo vertical de confinamiento.
- b) Previo a la aplicación del esfuerzo vertical y con el seguro que evita el movimiento del riel, se ajusta el nivel del esfuerzo cortante tomando en cuenta la diferencia en la rigidez del tornillo y la rigidez de la muestra de suelo; el software diseñado para ello permite medir el esfuerzo actual y realizar los ajustes necesarios para lograr la magnitud deseada. Después de ello se retira el tornillo y se procede con el paso (c).

- c) Con el regulador que acciona al pistón de carga vertical se ajusta la magnitud del esfuerzo vertical efectivo inicial, medido a través de la lectura en la celda de carga respectiva. Al lograr el esfuerzo deseado, se aprieta el seguro del vástago con el que se asegura que la probeta de suelo mantiene una altura constante durante la aplicación del esfuerzo cortante cíclico.
- d) Por último, se acciona el arranque del esfuerzo cortante y se para en el momento en que se observe que el esfuerzo confinante se reduce a un valor de cero o cercano a cero.

4.5 Análisis e interpretación de resultados.

4.5.1 Influencia de la magnitud del esfuerzo cortante cíclico en la resistencia de la arena no impregnada.

La Fig. 4.7 muestra la respuesta de un espécimen de suelo no impregnado a la aplicación de esfuerzos cortantes cíclicos. La compacidad relativa (C_r) fue de 40%, el esfuerzo vertical efectivo inicial de 0.30 kg/cm^2 , y la relación de esfuerzos cíclicos fue de 0.20. Las siglas CSC indican el *contenido de sílice coloidal* en porcentaje que contiene el espécimen ($CSC = 0 \%$ para especímenes de suelo no impregnados).

En la Fig. 4.7a, se observa el desarrollo de la deformación angular con respecto al número de ciclos de esfuerzo aplicado. Se puede ver que bajo estas condiciones de ensaye se alcanza una deformación de doble amplitud (DA) del 5% en el ciclo número 16.

Existen diversos criterios para definir la falla de un suelo sometido a esfuerzos cortantes cíclicos en función del nivel de la deformación angular. Peacock y Seed (1968) por ejemplo, con base en el análisis de los niveles de deformación alcanzado en especímenes de ensaye, definieron los siguientes criterios de falla: (a) cuando las deformaciones se vuelven excesivas, es decir a niveles que van de 15% a 20% de doble amplitud o menor; (b) cuando el suelo exhibe nula resistencia a la deformación en un amplio rango, este comportamiento lo definieron como de licuación completa y el rango de deformaciones también varía de 15% a 20%; (c) la licuación

parcial la definieron como el estado en el que el suelo no exhibe resistencia a la deformación, dentro de un rango de deformación unitaria menor que el considerado como falla de acuerdo a los incisos anteriores, y (d) la licuación inicial, que se presenta cuando un suelo exhibe en primer lugar cualquier grado de licuación parcial durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos. Por otro lado y mas recientemente, Vaid y Sivathayalan (1996), definieron la licuación en ensayos de corte simple cíclico como el desarrollo de una deformación de cortante de una sola amplitud en exceso del 3.75%, según estos investigadores, dicha deformación corresponde a la definición común de la licuación en términos de los ensayos triaxiales cíclicos cuya deformación sería del 2.5% de una sola amplitud (SA).

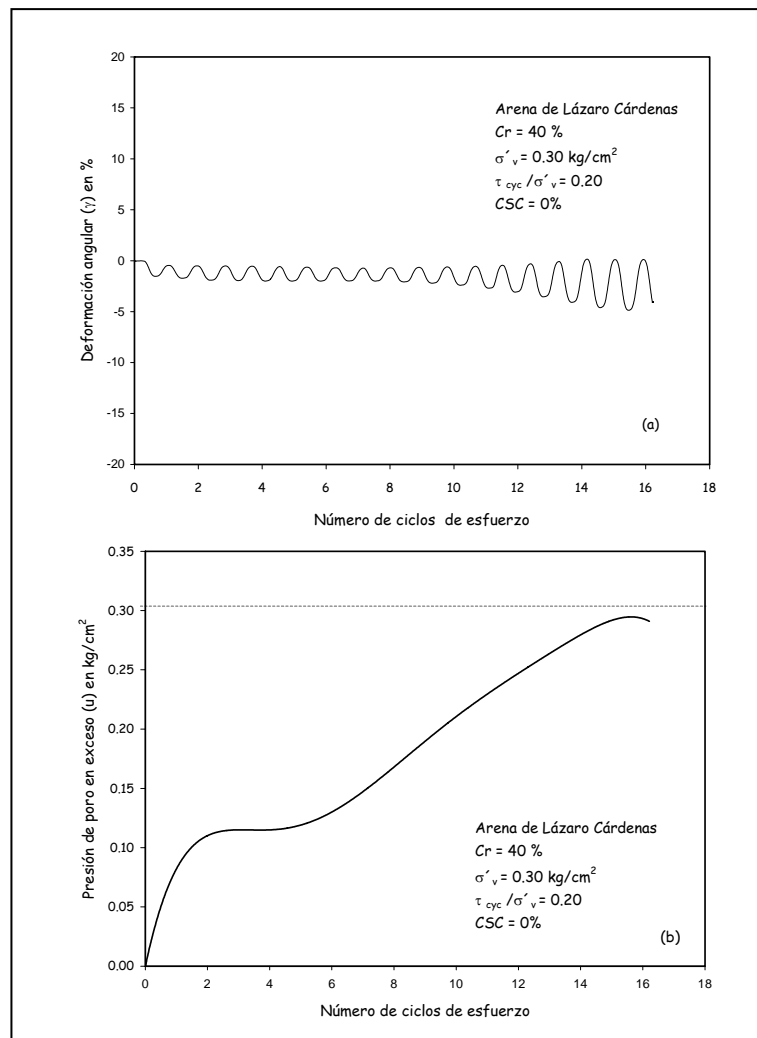


Fig. 4.7 Comportamiento de un espécimen de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) sometido a una relación de esfuerzos (σ'_v/τ_{cyc}) de 0.20, $C_r = 40\%$ y $\sigma'_v = 0.30 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual a 0%

Para fines del presente trabajo se define como licuación inicial a la condición en la que el exceso en la presión de poro alcanza el 100% del esfuerzo vertical efectivo inicial, situación que se ilustra en la Fig. 4.7b.

De acuerdo con el criterio de falla establecido, se observa que para el espécimen de suelo sometido a las condiciones de ensaye que se muestran en la Fig. 4.7, la licuación inicial (el punto en el que la presión de poro en exceso alcanza al esfuerzo confinante), ocurre también en el ciclo de esfuerzo número 16.

La Fig. 4.8 muestra los resultados un ensaye de corte simple cíclico, con un espécimen de suelo de las mismas características que el de la Fig. 4.7, pero cuya relación de esfuerzos cíclicos (τ_{cyc}/σ'_{vc}) es igual a 0.4.

Bajo las mismas condiciones, el aumento en la relación de esfuerzos cíclicos (o sea un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante cíclico), reduce la resistencia a licuación del suelo.

Un incremento en la relación de esfuerzos cíclicos (SR ó τ_{cyc}/σ'_{vc}), que equivale un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante cíclico en un 100%, para una muestra de suelo de Cr de 40% y magnitud del esfuerzo confinante inicial efectivo de 0.3 kg/cm² (similares a los del ensaye que los mostrados en la Fig. 4.7), ocasiona una deformación angular de doble amplitud del 5% en tan solo 2 ciclos (Fig. 4.8a).

La falla (el momento en que la presión de poro alcanza al esfuerzo confinante efectivo inicial), ocurre en el cuarto ciclo de esfuerzo (Fig. 4.8b), que es aproximadamente la cuarta parte del tiempo en que se presenta el mismo fenómeno para un suelo de las mismas característica, pero con una SR de 0.20 (Fig. 4.7b).

Bajo las mismas condiciones, el aumento en la relación de esfuerzos cíclicos (o sea un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante cíclico), reduce la resistencia a licuación del suelo.

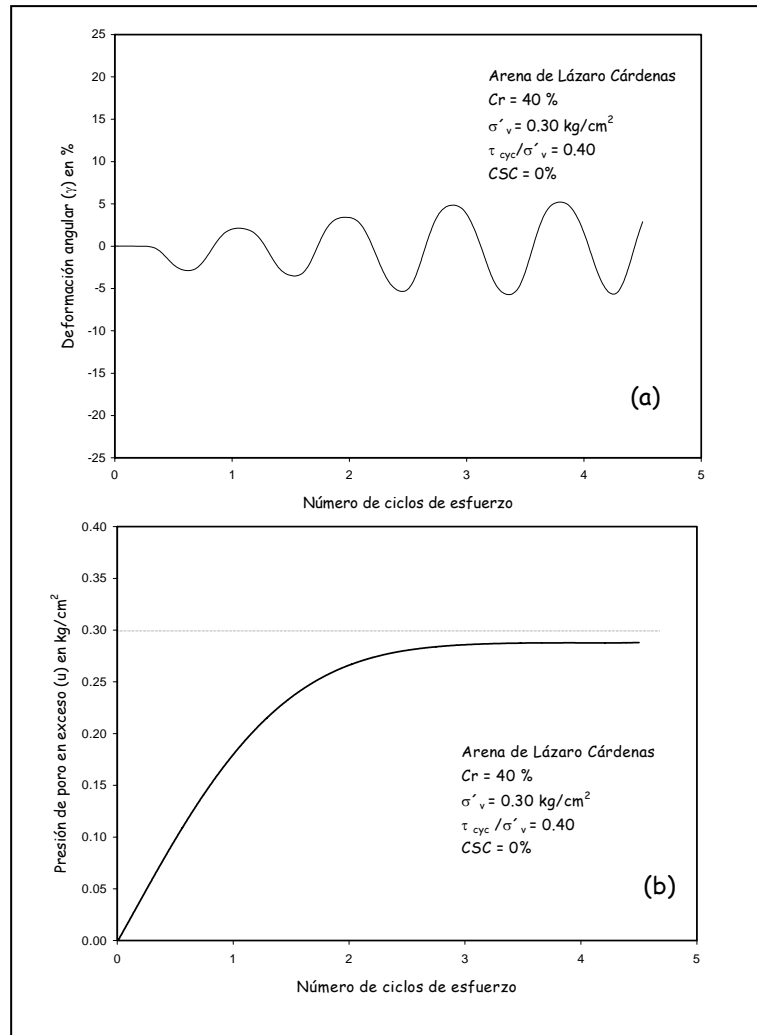


Fig. 4.8 Comportamiento de una espécimen de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) sometido a una relación de esfuerzos (σ'_{v}/τ_{cyc}) de 0.40, $Cr = 40\%$ y $\sigma'_{v} = 0.30 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

Un incremento en la relación de esfuerzos cíclicos (SR ó τ_{cyc}/σ'_{v}), que equivale a un incremento en la magnitud del esfuerzo cortante cíclico en un 100%, para una muestra de suelo de Cr de 40% y magnitud del esfuerzo confinante inicial efectivo de 0.3 kg/cm^2 (similares a los del ensaye que los mostrados en la Fig. 4.7), ocasiona una deformación angular de doble amplitud del 5% en tan solo 2 ciclos (Fig. 4.8a). La falla (cuando la presión de poro alcanza al esfuerzo confinante efectivo inicial), ocurre en el cuarto ciclo de esfuerzo (Fig. 4.8b), que es aproximadamente la cuarta parte del tiempo en que se presenta el mismo fenómeno para un suelo de las mismas característica, pero con una SR de 0.20 (Fig. 4.7 b).

4.5.2 Influencia de la compactación relativa en la resistencia de la arena no impregnada.

El efecto de la compactación relativa se observa en las gráficas de las figuras 4.9 a 4.11. Se trata de los resultados de tres ensayos de corte simple cíclico con especímenes de suelo no impregnados ($CSC = 0\%$), cuyas condiciones de ensaye fueron las mismas, es decir, el esfuerzo confinante efectivo inicial (σ'_{vo}) fue de 0.90 kg/cm^2 y la relación de esfuerzos cíclicos (SR) de 0.30 en todos los casos. El parámetro que varió fue la compactación relativa cuyos valores fueron de 40%, 60% y 80%.

En la Fig. 4.9, se puede observar como en un suelo de baja compactación relativa ($Cr = 40\%$), se alcanza una deformación de doble amplitud del 5% en tan solo 4 ciclos de carga (Fig. 4.9a), y conforme la compactación relativa del suelo incrementa, también lo hace el número de ciclos de esfuerzo para alcanzar dicho nivel de deformación (Figs. 4.9b y 4.9c). En este caso para una compactación relativa del 60% dicha deformación se alcanzó en el ciclo 9 aproximadamente y para una compactación relativa del 80% en el ciclo 30 aproximadamente.

La Fig. 4.10 muestra la forma en que incrementa la presión de poro con el número de ciclos de esfuerzo para los especímenes de suelo de la Fig. 4.9. Se puede observar que para el espécimen de suelo cuya compactación relativa es del 40%, la presión de poro generada (u), alcanza al esfuerzo confinante inicial (σ'_{vo}) en el ciclo 7 aproximadamente, mientras que para los suelos de compactaciones relativas de 60% y 80%, dicha presión se alcanzó en los ciclos 15 y 50 respectivamente.

La Fig. 4.11 ilustra el comportamiento esfuerzo - deformación ante la carga repetida, de los especímenes de suelo presentados en la Fig. 4.9. Los lazos de histéresis presentados en dicha figura representan la rigidez del suelo (a través de su inclinación) y el nivel de disipación de la energía (a través de su ancho). Como se observa, conforme incrementa la compactación relativa del espécimen, la rigidez del suelo aumenta, y la posibilidad de disipación de la energía disminuye, este comportamiento es típico en los materiales granulares sometidos a este tipo de carga.

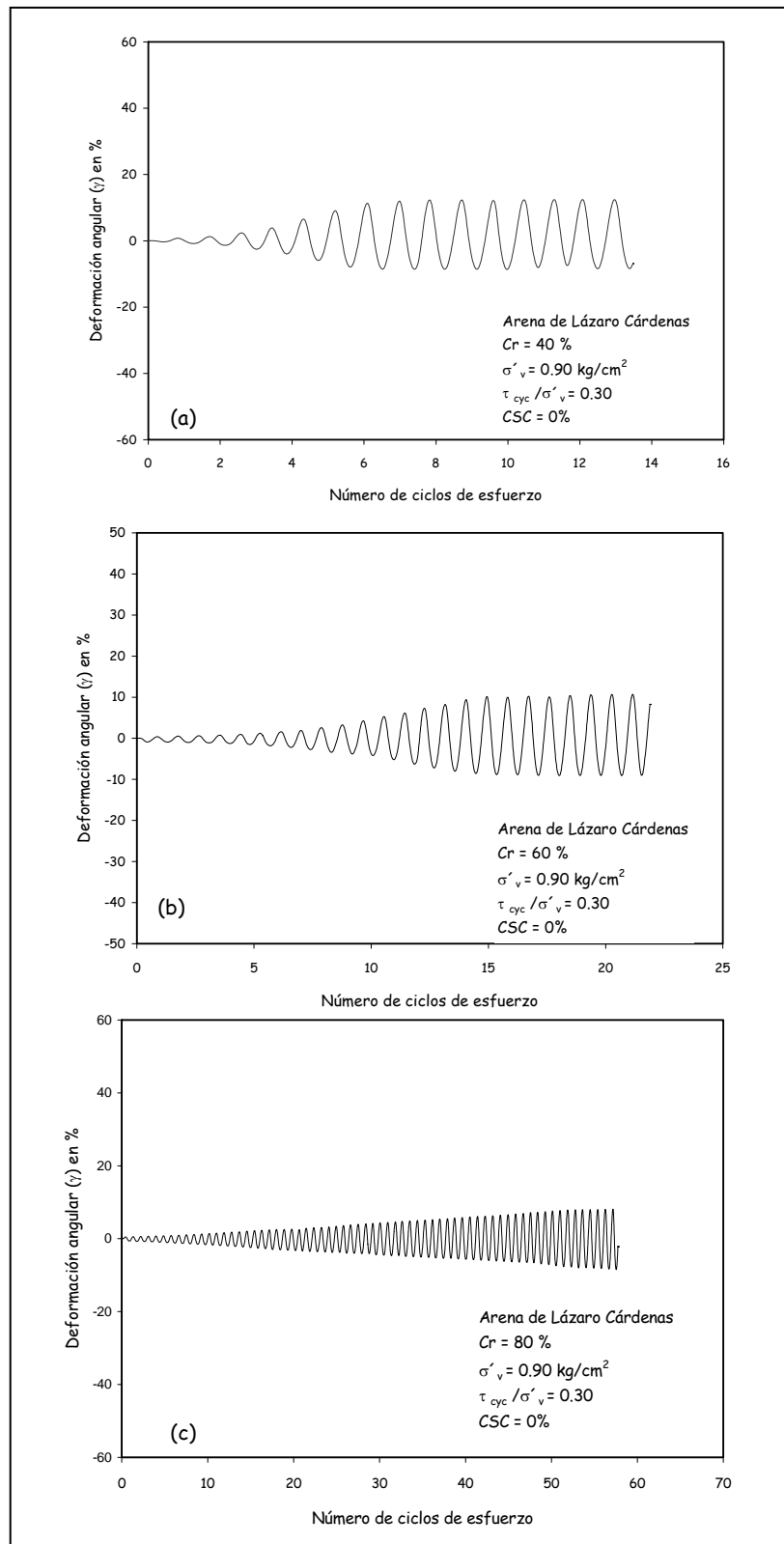


Fig. 4.9 Efecto de la compacidad relativa en la deformación angular de la Arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, $\sigma'_v = 0.90 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{cyc} / \sigma'_{vc} = 0.30$, $Cr = 40\%$, 60% y 80% . Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

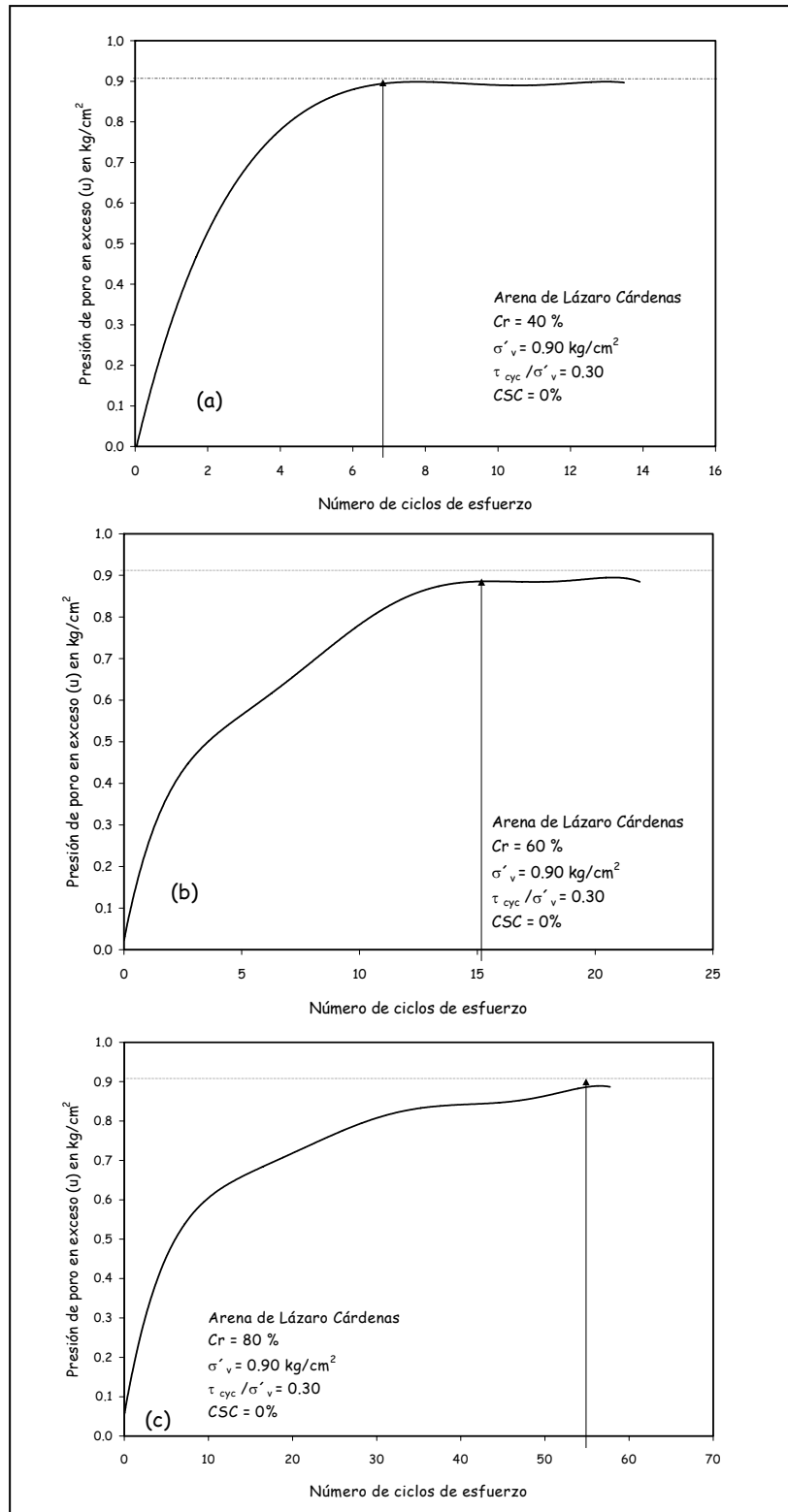


Fig. 4.10 Efecto de la compactación relativa en el incremento de la presión de poro, arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, $\sigma'_{vc} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{cyc} / \sigma'_{vc} = 0.30$, $Cr = 40\%$, 60% y 80% . Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

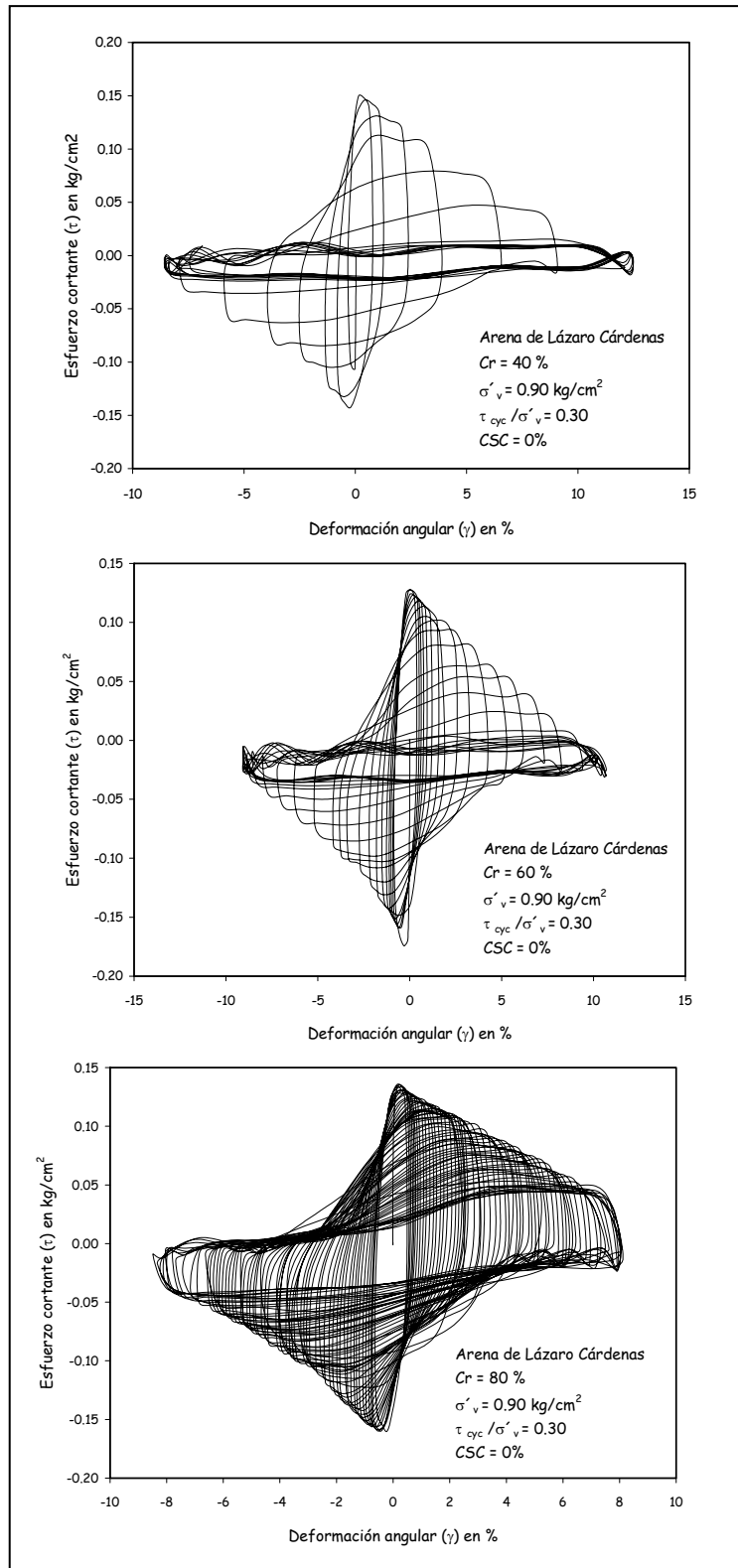


Fig. 4.11 Efecto de la compactación relativa en la rigidez y amortiguamiento de la arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, $\sigma'_v = 0.90 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{cyc} / \sigma'_v = 0.30$, $Cr = 40\%$, 60% y 80% . %. Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

4.5.3 Influencia de la magnitud del esfuerzo confinante en la resistencia de la arena no impregnada.

El efecto que tiene el incremento del esfuerzo confinante inicial¹, se ilustra en las figuras 4.12 a 4.14. Se trata de dos ensayos sobre especímenes de suelo formados a la misma compacidad ($C_r = 40\%$), sometidos al mismo esfuerzo cortante cíclico ($\tau_{cyc} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$) pero bajo distintos esfuerzos confinantes iniciales ($\sigma'_v = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ y 0.6 kg/cm^2).

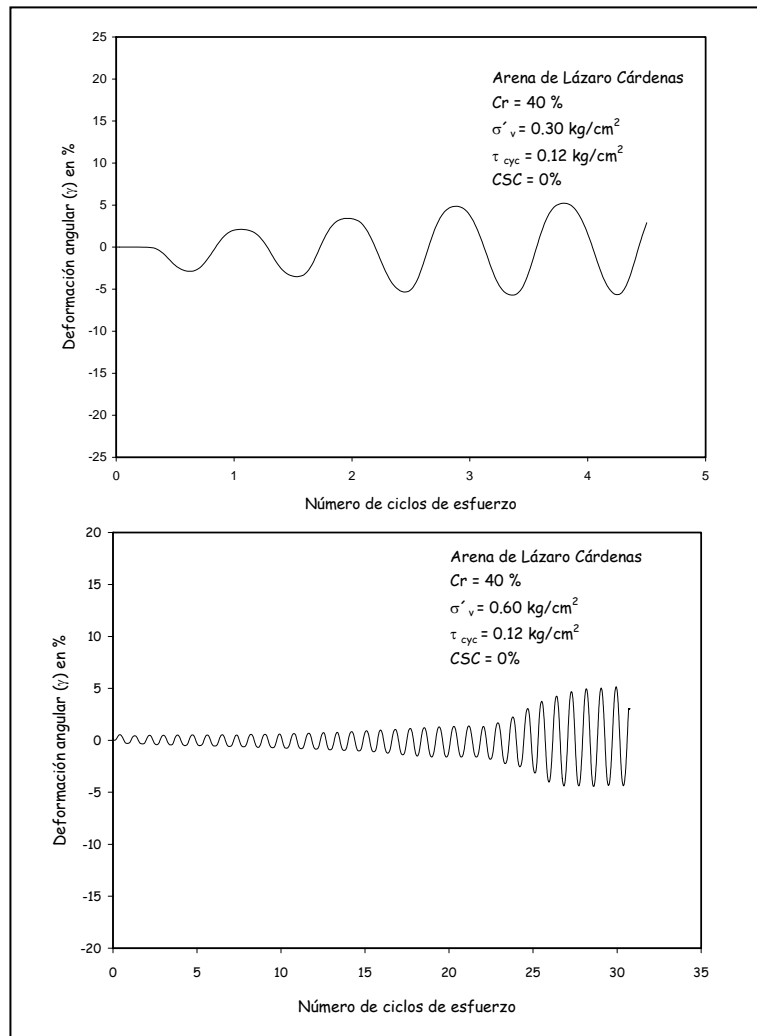


Fig. 4.12 Efecto del incremento en el esfuerzo confinante en la deformación de la arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, $C_r = 40\%$, $\tau_{cyc} = 0.30$, $\sigma'_v = 0.30$ y 0.60 kg/cm^2 . Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

¹ Para las condiciones de ensaye de este proyecto dicho esfuerzo es en realidad el esfuerzo vertical efectivo inicial, σ'_v

La Fig. 4.12 muestra la influencia de dicho parámetro en la deformación angular del espécimen no impregnado. De la figura se observa que para la compacidad relativa especificada, un incremento del 100% en el esfuerzo confinante inicial (de 0.3 kg/cm² a 0.6 kg/cm²), incrementa significativamente la resistencia a la deformación del suelo.

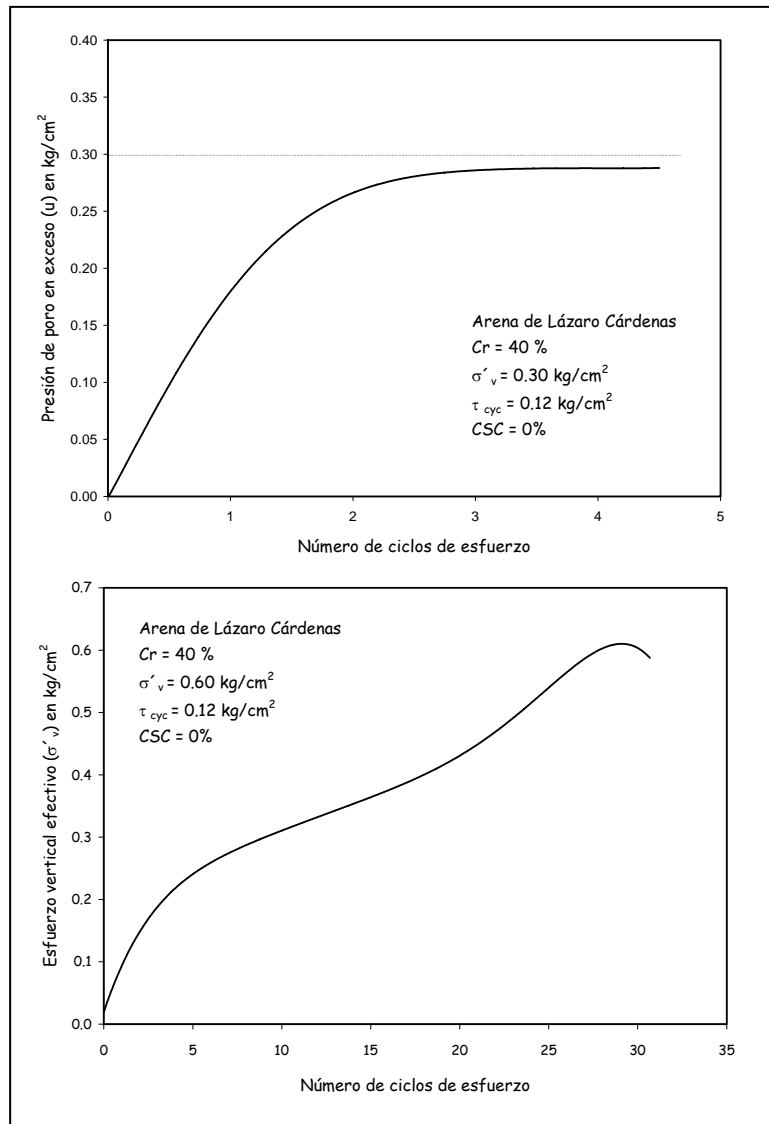


Fig. 4.13 Efecto del incremento en el esfuerzo confinante en la presión de poro generada. Arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, Cr = 40%, $\tau_{cyc} = 0.30$, $\sigma'_v = 0.30$ y 0.60 kg/cm². Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

La Fig. 4.13 muestra el efecto que sobre el incremento en la presión de poro tiene el esfuerzo confinante inicial, para los especímenes de suelo presentados en la Fig. 4.12. En esta figura se observa que la tasa de crecimiento de la presión de poro es mayor cuando el espécimen se

somete a un esfuerzo confinante inicial bajo, y disminuye para un esfuerzo confinante inicial alto. El ciclo de esfuerzo en el cual la presión de poro alcanza al esfuerzo confinante inicial, cuando este vale 0.30 kg/cm^2 , es el 3, mientras que para un esfuerzo confinante inicial de 0.60 kg/cm^2 , la presión de poro lo alcanza hasta el ciclo de esfuerzo número 30.

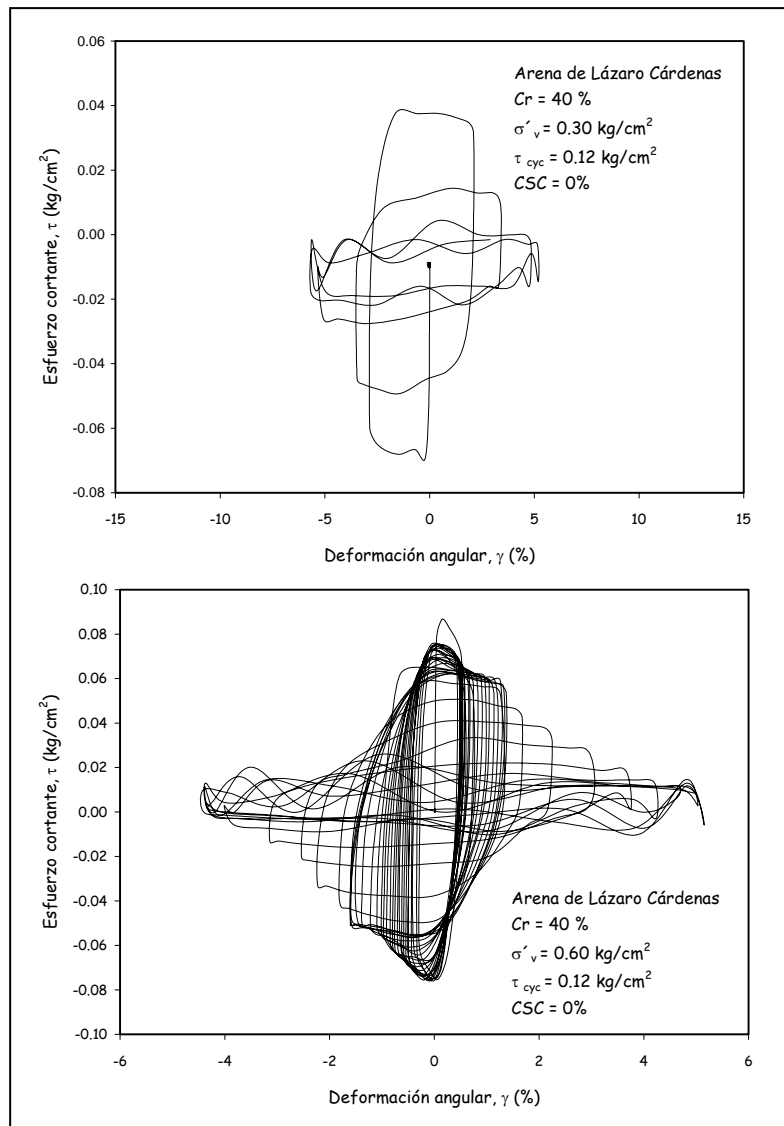


Fig. 4.14 Efecto del incremento en el esfuerzo confinante sobre la rigidez y amortiguamiento de la Arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, $Cr = 40\%$, $\tau_{cyc} = 0.30$, $\sigma'_v = 0.30$ y 0.60 kg/cm^2 . Contenido de Sílice Coloidal (CSC) igual al 0%

Similarmente, la Fig. 4.14 compara la características de rigidez y amortiguamiento de los ensayos expuestos en las figuras 4.12 y 4.13. La muestra de suelo sometida a un esfuerzo cortante de 0.12 kg/cm^2 con un esfuerzo confinante inicial de 0.30 kg/cm^2 no presenta

prácticamente rigidez alguna, mientras que la muestra de suelo sometida al mismo nivel de esfuerzo cortante pero bajo un esfuerzo confinante de 0.60 kg/cm^2 , presenta una rigidez apreciable durante varios ciclos de aplicación de esfuerzos.

4.5.4 Gráficas de comportamiento general de la arena no impregnada².

Hasta ahora las gráficas presentadas comparan los resultados de ensayos individuales en muestras de suelo no impregnadas y el efecto que sobre los especímenes de suelo tienen la magnitud del esfuerzo cortante cíclico, la compacidad relativa y el esfuerzo confinante inicial.

La forma típica en la que se presentan los resultados de los ensayos de corte simple cíclico es a través de gráficas como la mostrada en la Fig. 4.15; en estas se resumen los resultados de los ensayos realizados en la presente investigación sobre muestras de arenas no impregnadas, y en los que el valor de un parámetro se mantiene constante y otro parámetro varía dentro de un rango amplio.

En las figuras 4.15 a 4.18 se ilustra el efecto que sobre la resistencia a licuación tiene la compacidad relativa del suelo. Las curvas se trazaron términos de la relación de esfuerzos cíclicos (τ_{cyc}/σ'_v), en contra del número de ciclos de esfuerzo en los que se alcanza la licuación inicial, es decir, el instante en el cual la presión de poro generada o en exceso alcanza el valor del esfuerzo confinante vertical inicial.

En general se observa que para los cuatro niveles de esfuerzo confinante vertical inicial ($\sigma'_{vc} = 0.3, 0.6, 0.9, 1.2 \text{ kg/cm}^2$), el número de ciclos necesarios para alcanzar la licuación incrementa conforme aumenta la compacidad relativa. Así mismo, para un valor específico de la compacidad relativa, el número de ciclos para alcanzar la licuación incrementa con la disminución de la relación de esfuerzos cíclicos (τ_{cyc}/σ'_{vc}). Este comportamiento es similar independientemente del esfuerzo confinante y para todos los valores de compacidad relativa estudiados.

² En este proyecto se identificará el *contenido de sílice coloidal* en las probetas de ensaye con la expresión: CSC, el cual irá desde un 0% para las probetas de suelo no impregnadas hasta un 20% para las probetas con la mayor impregnación. Esta nomenclatura se observará en todas las gráficas aquí presentadas.

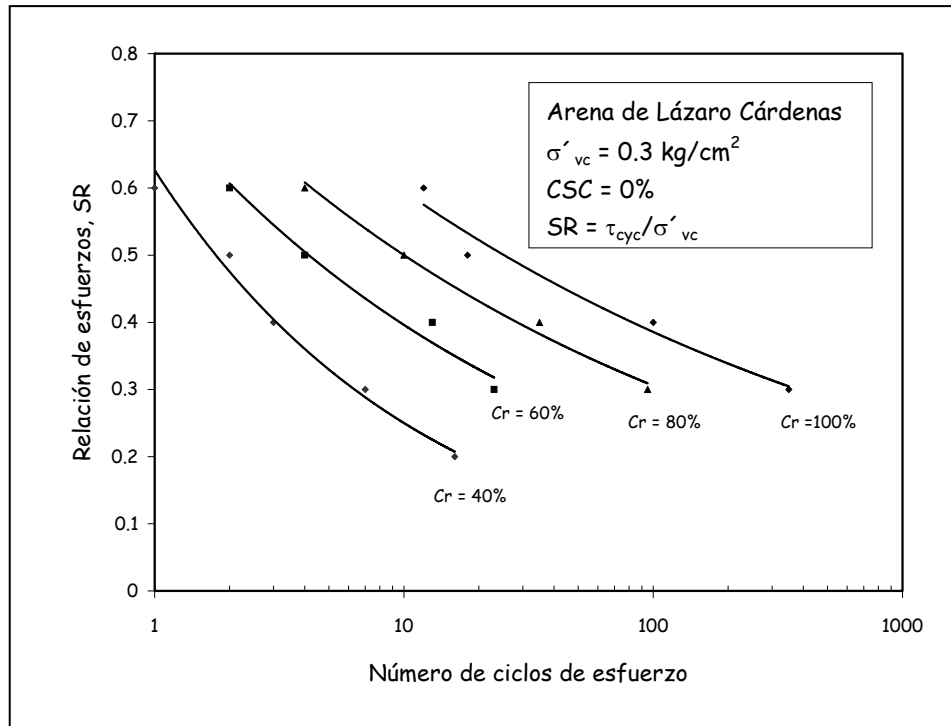


Fig. 4.15 Relación de esfuerzos cíclicos *versus* el número de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto de la compactación relativa. $\sigma'_{vc} = 0.30 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

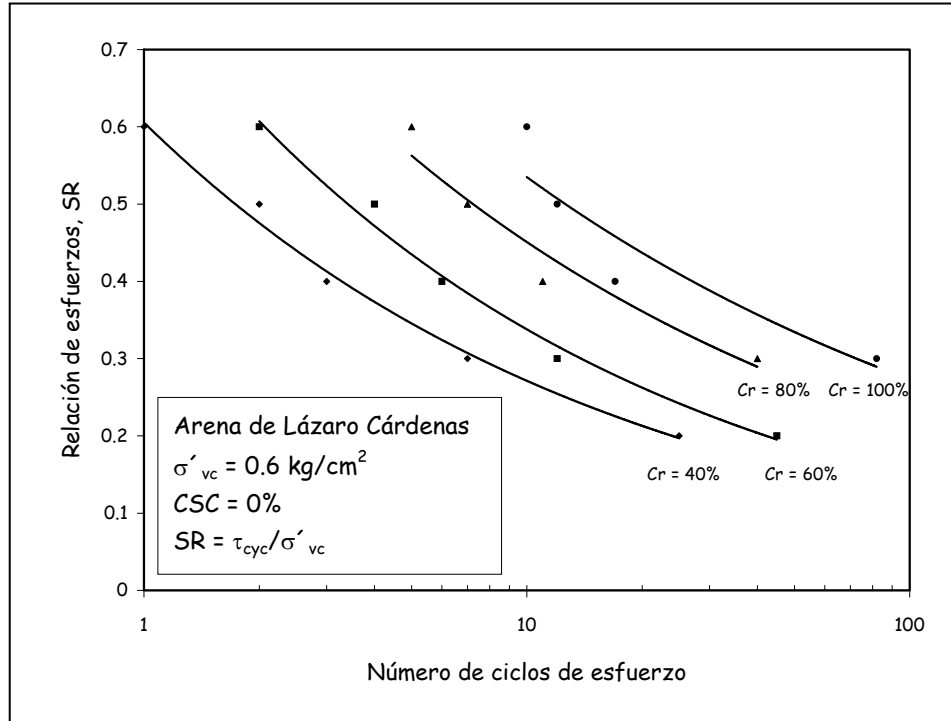


Fig. 4.16 Relación de esfuerzos cíclicos *versus* el número de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto de la compactación relativa. $\sigma'_{vc} = 0.60 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

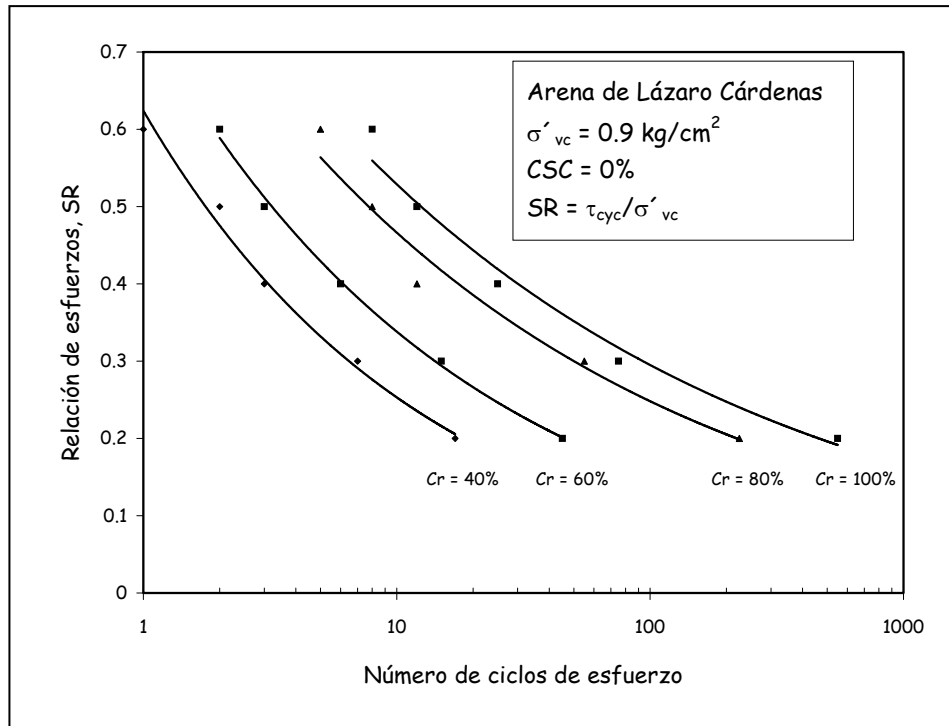


Fig. 4.17 Relación de esfuerzos cíclicos versus el número de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto de la compactación relativa. $\sigma'_{vc} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

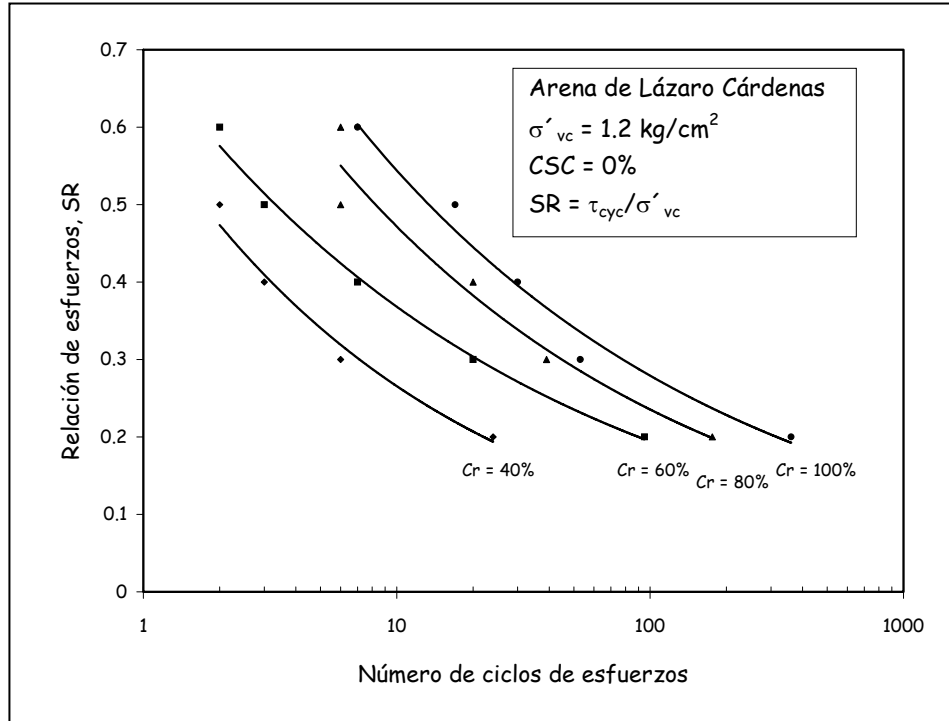


Fig. 4.18 Relación de esfuerzos cíclicos versus el número de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto de la compactación relativa. $\sigma'_{vc} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

Las gráficas de las figuras 4.19 a 4.22 muestran de forma general el efecto que tiene el incremento del esfuerzo confinante inicial, en la resistencia a licuación de la Arena de Lázaro Cárdenas no impregnada ($CSC = 0\%$). Las curvas representan la relación entre el esfuerzo cortante cíclico pico vs el número de esfuerzos cíclicos para alcanzar la licuación inicial.

Cada figura representa un valor de la compacidad relativa (Cr) con la que se formaron las probetas de ensaye, y cada curva dentro de la figura representa a su vez, el valor del esfuerzo vertical efectivo de confinamiento (σ'_{vc}) aplicado a la probeta durante el ensaye.

Bajo un cierto valor de esfuerzo cortante cíclico y para todos los valores de compacidad relativa estudiados, el número de ciclos de esfuerzo necesario para alcanzar la licuación se incrementa conforme aumenta el esfuerzo confinante inicial. Para las condiciones de ensaye en la presente investigación, el esfuerzo confinante inicial está representado por el esfuerzo vertical efectivo aplicado a la probeta (σ'_{vc}).

La Fig. 4.19 por ejemplo, ilustra los resultados de una serie de ensayos de corte simple cíclico, sobre especímenes de suelo no impregnados y formados a la misma compacidad relativa ($Cr = 40\%$). Al someterla a un esfuerzo cortante cíclico pico de 0.3 kg/cm^2 , la licuación inicial ocurrió en tan solo 2 ciclos de esfuerzo cuando el esfuerzo confinante inicial fue de 0.6 kg/cm^2 . Al aumentar el esfuerzo confinante a 0.9 kg/cm^2 y 1.2 kg/cm^2 , la arena se licuó en 8 y 12 ciclos respectivamente.

Los valores entre paréntesis de las figuras 4.20 a 4.22, indican el número de ciclos en los que ocurre la licuación para los suelos formados a las compacidades relativas de 60%, 80% y 100%, bajo las mismas condiciones de ensaye. En general este comportamiento concuerda con los resultados de las investigaciones realizadas acerca del fenómeno con diversos tipos de suelo (Peacock y Seed, 1968; Ishihara, 1993; Vaid y Sivathayalan, 1996; Vaid y Sivathayalan, 2000, entre otros).

Se observa que a todos los niveles de compacidad relativa, la resistencia a licuación incrementa con el aumento del esfuerzo confinante.

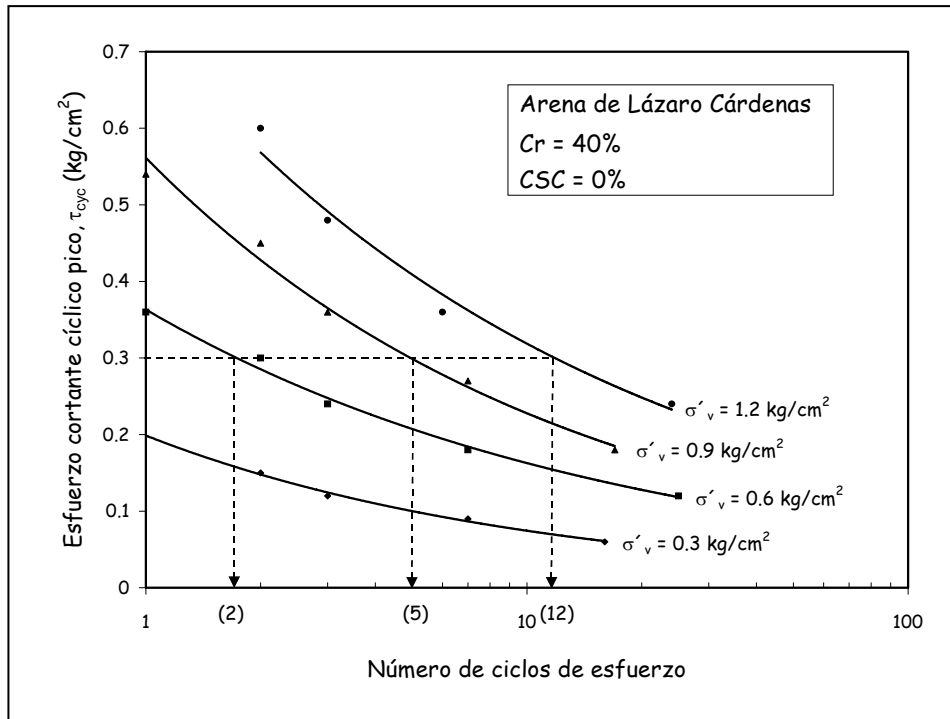


Fig. 4.19 Relación de esfuerzos cíclicos versus el numero de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto del esfuerzo confinante, $Cr = 40\%$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

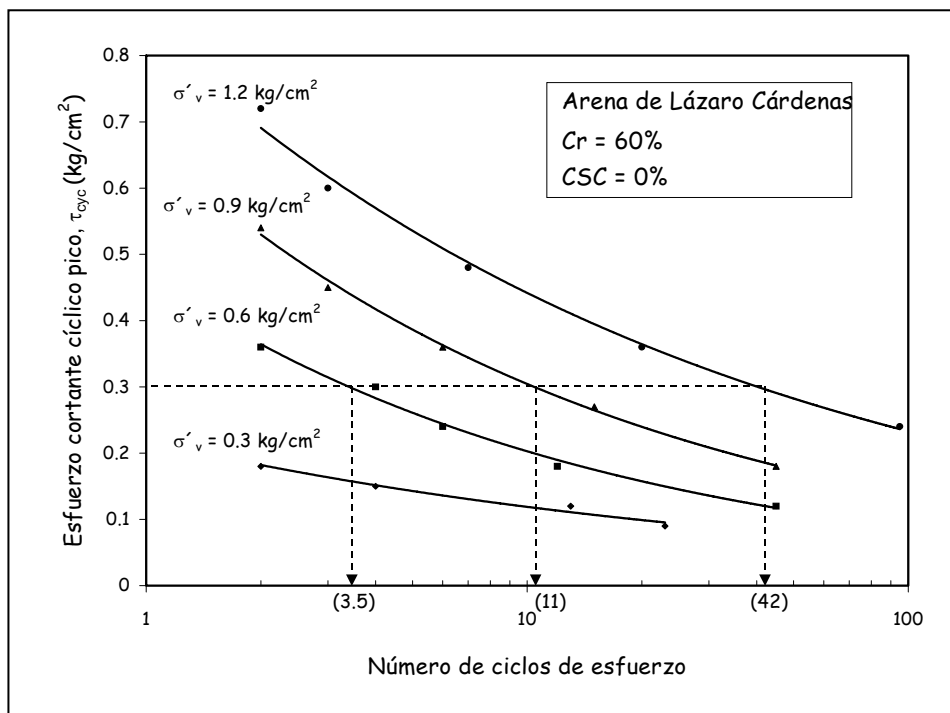


Fig. 4.20 Relación de esfuerzos cíclicos en contra del numero de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto del esfuerzo confinante, $Cr = 60\%$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

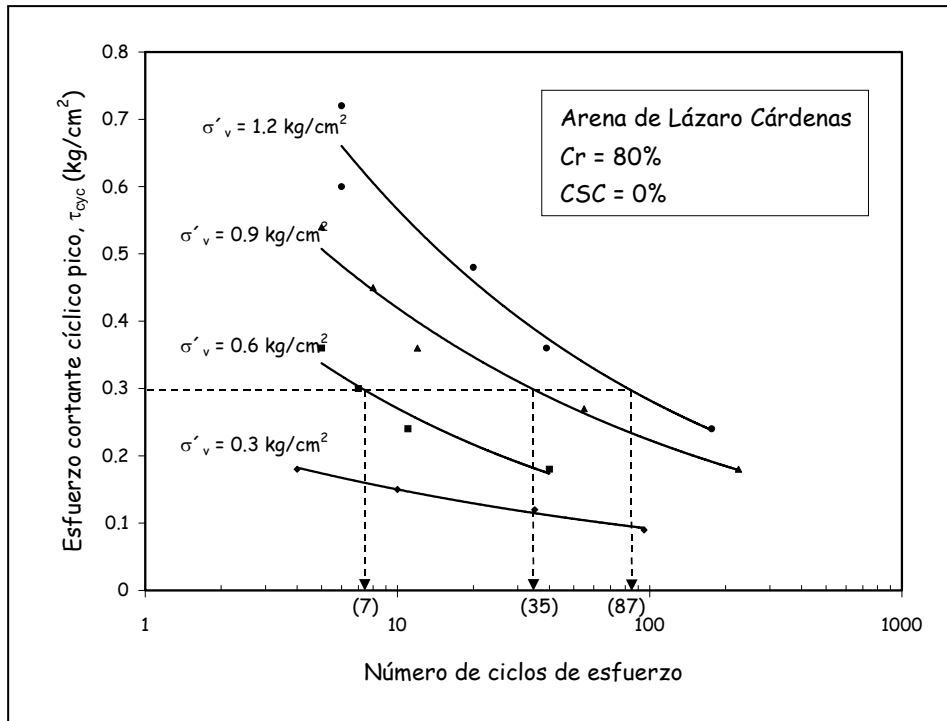


Fig. 4.21 Relación de esfuerzos cíclicos versus el numero de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto del esfuerzo confinante, $Cr = 80\%$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

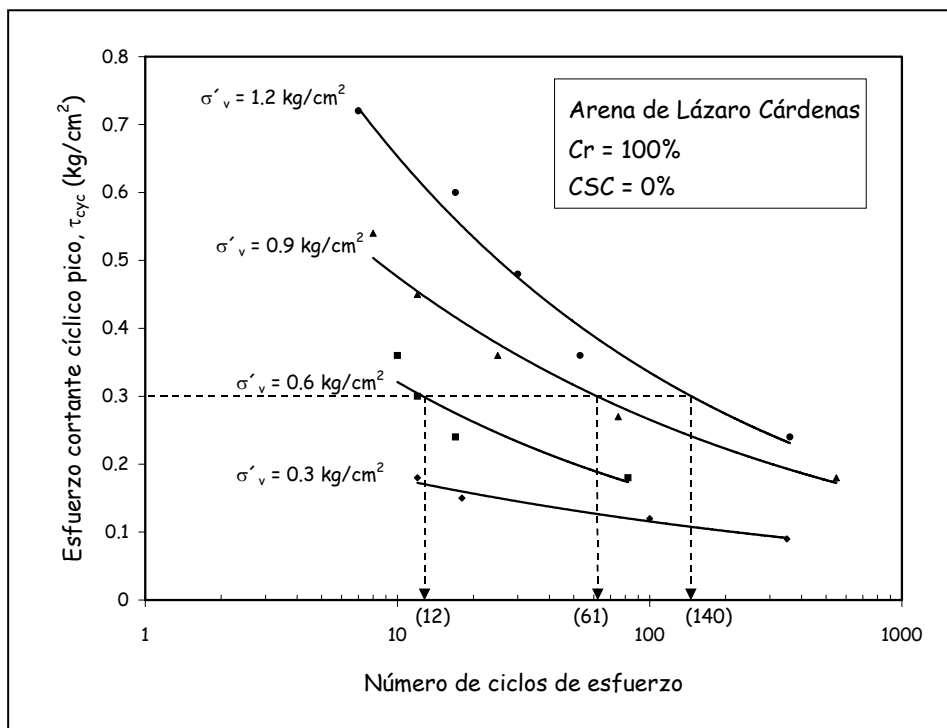


Fig. 4.22 Relación de esfuerzos cíclicos versus el numero de ciclos de esfuerzo a la falla (licuación inicial). Efecto del esfuerzo confinante, $Cr = 100\%$. Contenido de sílice coloidal (CSC) = 0%

La Fig. 4.23 muestra la relación entre el esfuerzo cortante cíclico necesario para la ocurrencia a la licuación en 10 ciclos de esfuerzo vs la compactación de la arena de Lázaro Cárdenas para diversos valores de esfuerzos confinantes. De nuevo se observa que a todos los niveles de compactación relativa, la resistencia a licuación incrementa conforme aumenta el esfuerzo confinante; sin embargo, la influencia de este factor es mayor en suelos densos, ya que se observa una ligera convergencia de puntos a la compactación relativa mas baja.

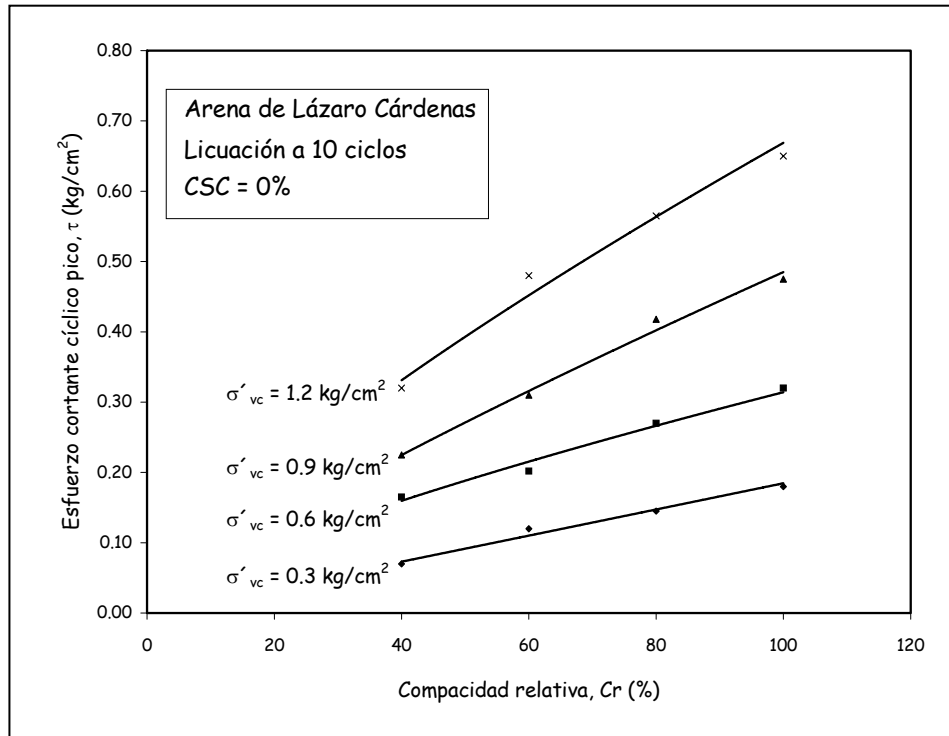


Fig. 4.23 Efecto de la compactación relativa y el esfuerzo confinante en la resistencia a licuación de la Arena de Lázaro Cárdenas no impregnada

4.5.5 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en la resistencia a licuación de la Arena de Lázaro Cárdenas.

La Fig. 4.24 muestra el efecto que tiene la impregnación de sílice coloidal (con base en el procedimiento descrito anteriormente), en un espécimen formado con la arena de Lázaro Cárdenas.

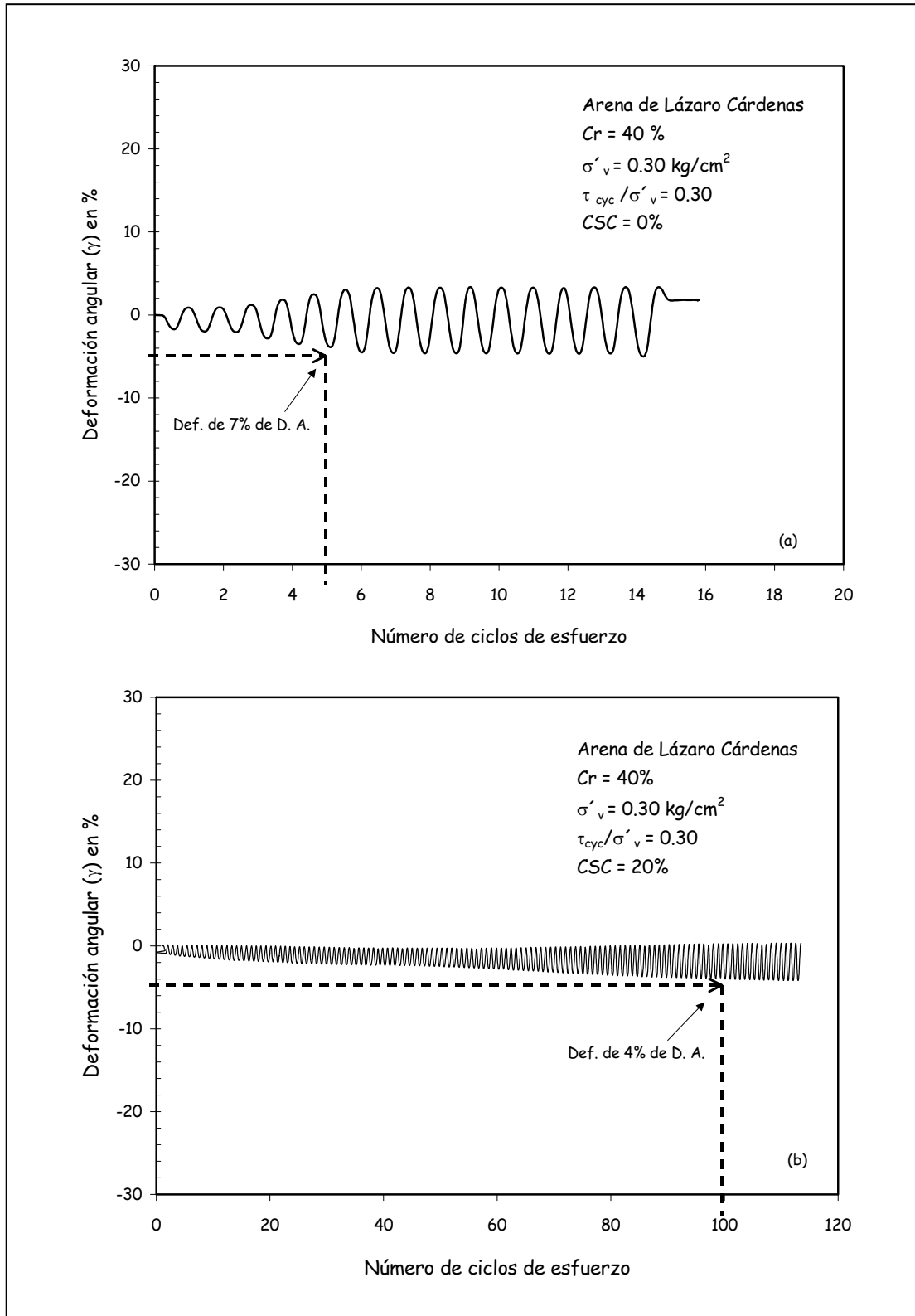


Fig. 4.24 Efecto de la impregnación de sílice coloidal, en la deformación angular de una probeta de arena (Arena de Lázaro Cárdenas)

La Fig. 4.24a representa a un espécimen de suelo no impregnado formado con una compacidad relativa del 40% y sometido a una relación de esfuerzos cíclicos de 0.30. El esfuerzo vertical efectivo de confinamiento fue de 0.3 kg/cm^2 . Como se observa, bajo estas condiciones de carga, el espécimen falla por deformación en el ciclo 5. La Fig. 4.24b muestra el comportamiento de un espécimen del mismo suelo formado a la misma compacidad relativa y sometido a las mismas condiciones de carga que el espécimen de la Fig. 4.24a. La diferencia radica en que este espécimen proviene de una probeta inyectada con una mezcla que contiene 20% de sílice coloidal (sección 4.3.2). Al comparar las gráficas se observa un incremento importante en la resistencia a la deformación debido a la inyección de la sílice coloidal, ya que para el espécimen impregnado, la falla por deformación ocurre hasta el ciclo de esfuerzo número 100.

La Fig. 4.25 ilustra el incremento en la presión de poro para los dos ensayos representados en la Fig. 4.24. Se observa que mientras para el suelo no impregnado la presión de poro generada incrementa a una tasa alta, para el espécimen de suelo impregnado este incremento es gradual, alcanzando el valor del esfuerzo confinante inicial hasta el ciclo de esfuerzo número 116.

Las gráficas que resumen los resultados del programa de ensaye con especímenes de suelo impregnados con sílice coloidal, se muestran en las figuras 4.38 a 4.40. Estas son similares en forma a las gráficas presentadas en las figuras 4.27 a 4.30; sin embargo, en este caso las curvas representan el comportamiento a la falla de las arenas formadas a las compacidades relativas de 20%, 40% y 60% e impregnadas con una mezcla de sílice coloidal al 20% (ver Cap. 3 y sección 4.3.2).

En la Fig. 4.26 se representa la falla a licuación (en términos de la relación de esfuerzos cíclicos *vs* número de esfuerzos cíclicos a la falla), para los especímenes de suelo impregnados y fabricados a las compacidades relativas indicadas. El esfuerzo confinante efectivo inicial (σ'_{vc}) fue de 0.3 kg/cm^2 . Se puede observar que los especímenes de la menor compacidad relativa (20%) tienen una mayor resistencia a licuación, y conforme aumenta dicha compacidad, la resistencia a licuación disminuye. Los argumentos para este comportamiento se darán más

adelante, sin embargo es importante mencionar que existe diferencia en el mismo al variar el valor del esfuerzo confinante inicial.

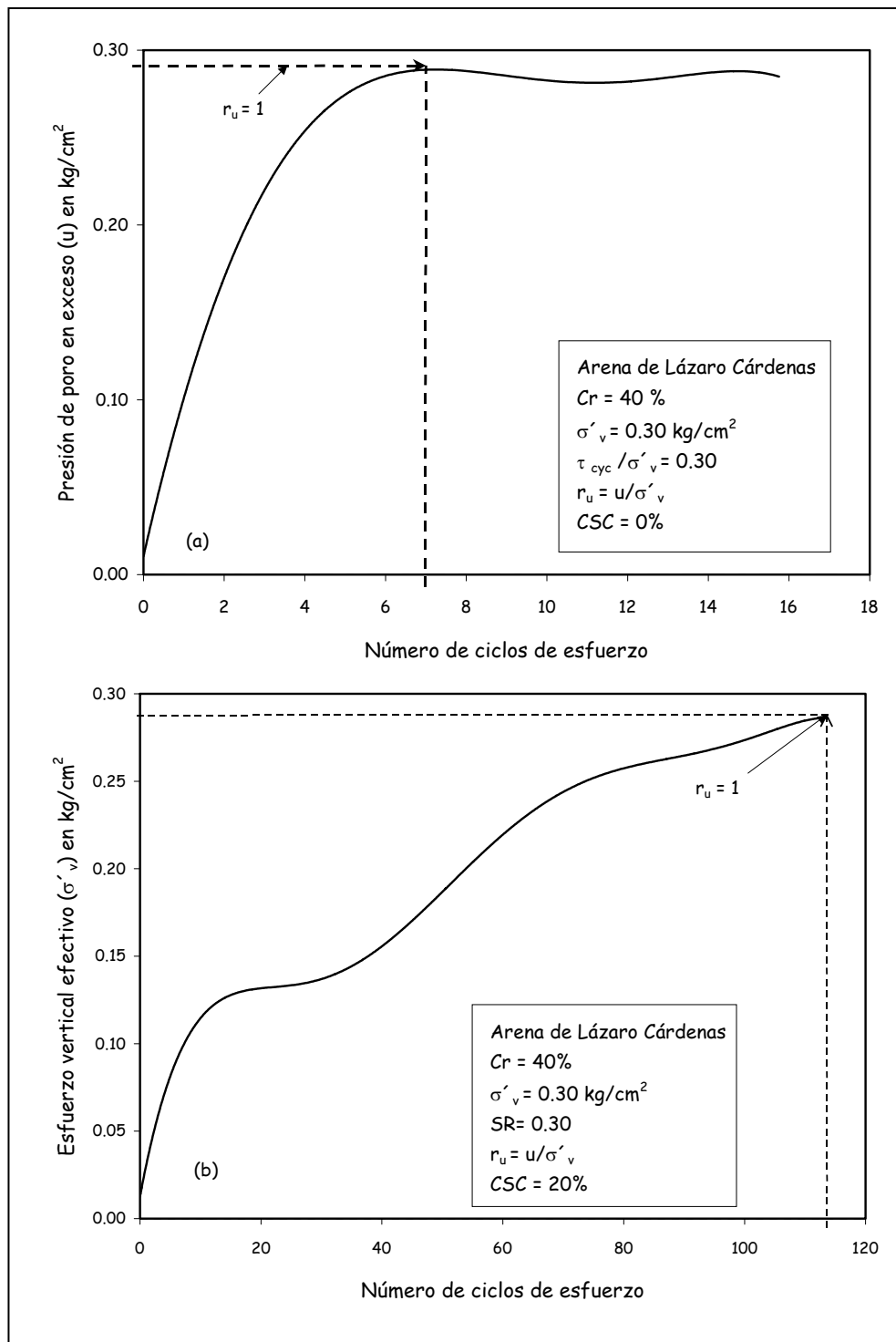


Fig. 4.25 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en la generación de presión de poro
(a) Muestra de suelo no impregnada (b) Muestra de suelo impregnada

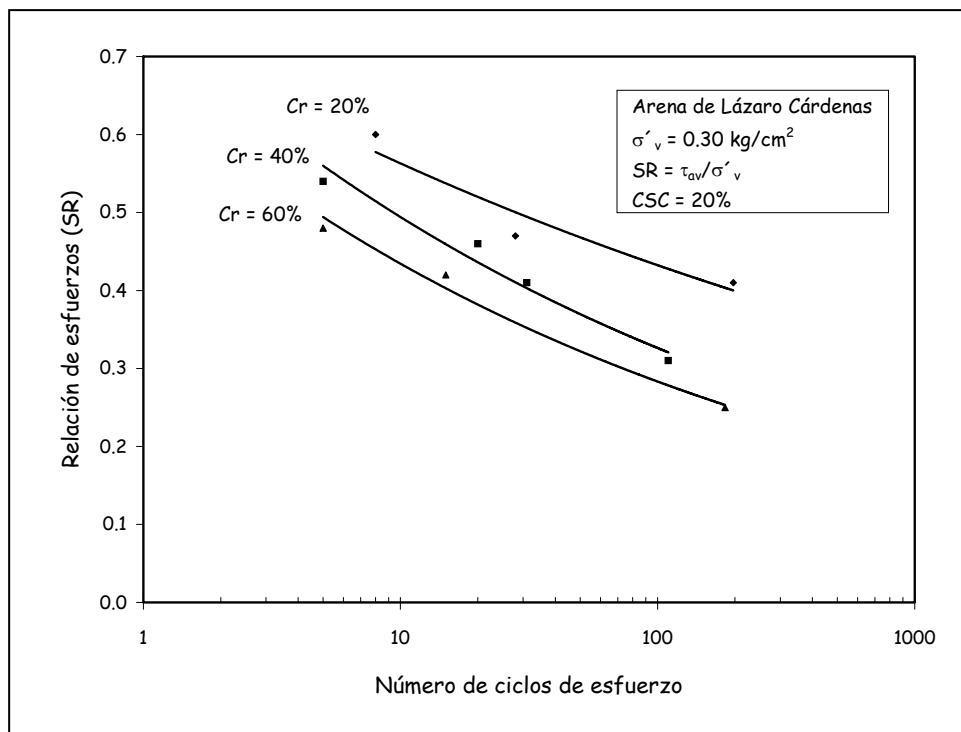


Fig. 4.26 Resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal (CSC) al 20%, esfuerzo confinante inicial (σ'_{vc}) = 0.3 kg/cm²

Un cambio en la resistencia a licuación de la arena impregnada se observa en la Fig. 4.27, que representa los resultados de los ensayos con especímenes de suelo fabricados en condiciones similares a los de la Fig. 4.26, pero sometidos a un esfuerzo confinante inicial (σ'_{vc}) de 0.6 kg/cm². No obstante que en este caso la arena con compactadad relativa del 20% tiene aun la mayor resistencia a licuación, el incremento en el esfuerzo confinante modifica la resistencia de las arenas con compactadades de 40% y 60%, ya que bajo un esfuerzo confinante de 0.3 kg/cm², la arena del 40% de compactadad tuvo una mayor resistencia, en tanto que a un esfuerzo confinante de 0.6 kg/cm², la resistencia de la arena del 60% de compactadad fue mayor. Al seguir aumentando el esfuerzo confinante, se observa un nuevo cambio en las tendencias de resistencia a licuación con respecto a la compactadad relativa de la arena impregnada con sílice coloidal. La Fig. 4.28, ilustra el comportamiento de las arenas impregnadas y fabricadas a las mismas compactadades relativas que las de las figuras 4.38 y 4.39 (20%, 40% y 60%), cuando son sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos, bajo un esfuerzo confinante inicial (σ'_{vc}) de 0.9 kg/cm². A este nivel la arena densa (Cr = 60%) resulta ser la más resistente, mientras que la arena suelta (Cr = 20%) es la menos resistente.

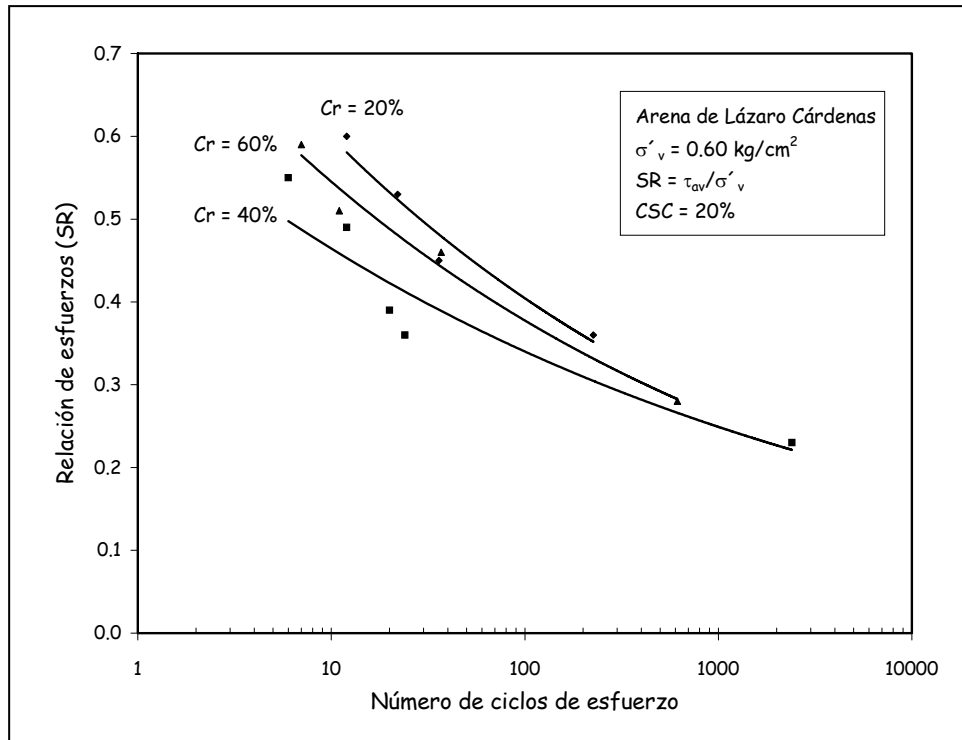


Fig. 4.27 Resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal (CSC) al 20%, esfuerzo confinante inicial (σ'_{vc}) = 0.6 kg/cm²

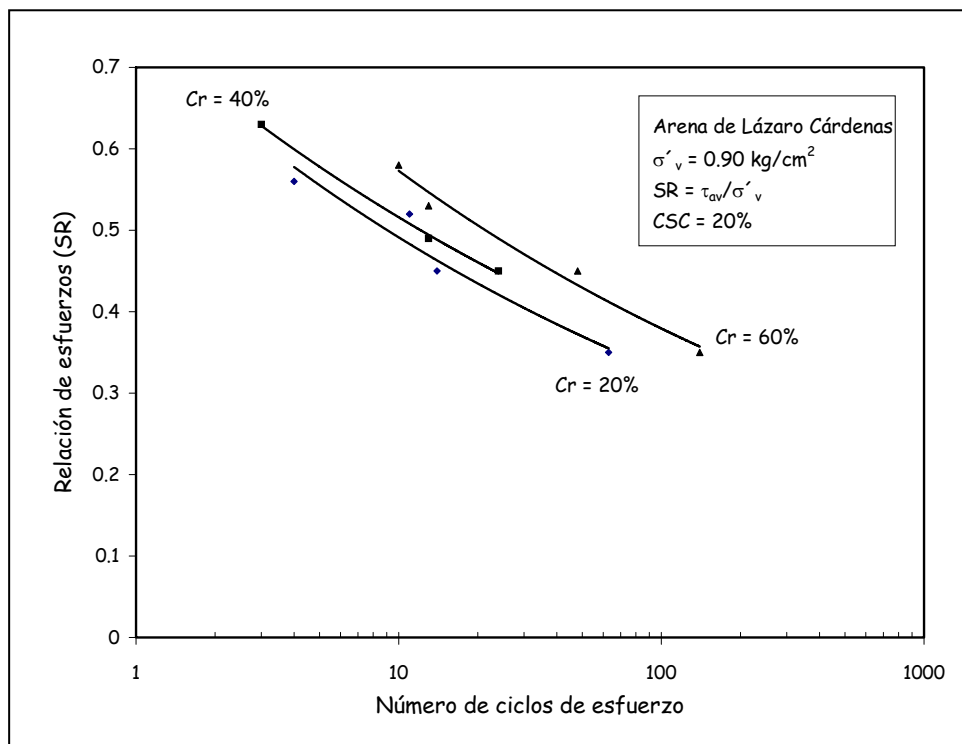


Fig. 4.28 Resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal (CSC) al 20%, esfuerzo confinante inicial (σ'_{vc}) = 0.9 kg/cm².

Las gráficas de las figuras 4.29 a 4.31, ilustran el efecto que tiene el incremento del esfuerzo confinante inicial en la resistencia a licuación.

En este caso la resistencia está representada por el número de esfuerzos cíclicos a la falla cuando se somete al espécimen a un esfuerzo cortante cíclico de cierta magnitud. Los datos tomados para su construcción provienen de los ensayos con los que se construyeron las graficas 4.26 a 4.28.

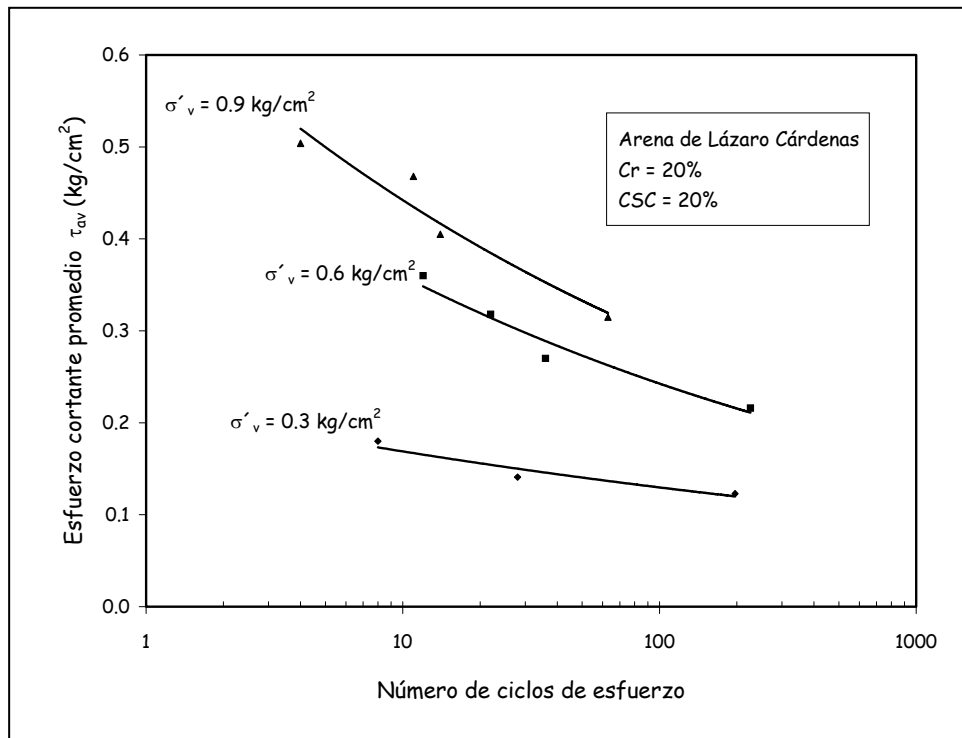


Fig. 4.29 Efecto del esfuerzo confinante efectivo inicial en la resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal al 20%, $Cr = 20\%$

En general el comportamiento es el mismo a todos los niveles de compacidad relativa, en donde se observa que al aumentar el esfuerzo vertical efectivo aumenta el número de ciclos de esfuerzo para ocasionar la licuación bajo un mismo nivel de esfuerzo cortante cíclico.

De las figuras anteriores, se desprende la evidente relación que existe entre la compacidad relativa y el esfuerzo confinante inicial, en el nivel de resistencia alcanzado por la Arena de Lázaro Cárdenas (ALC), impregnada con una mezcla de sílice coloidal de contenido constante.

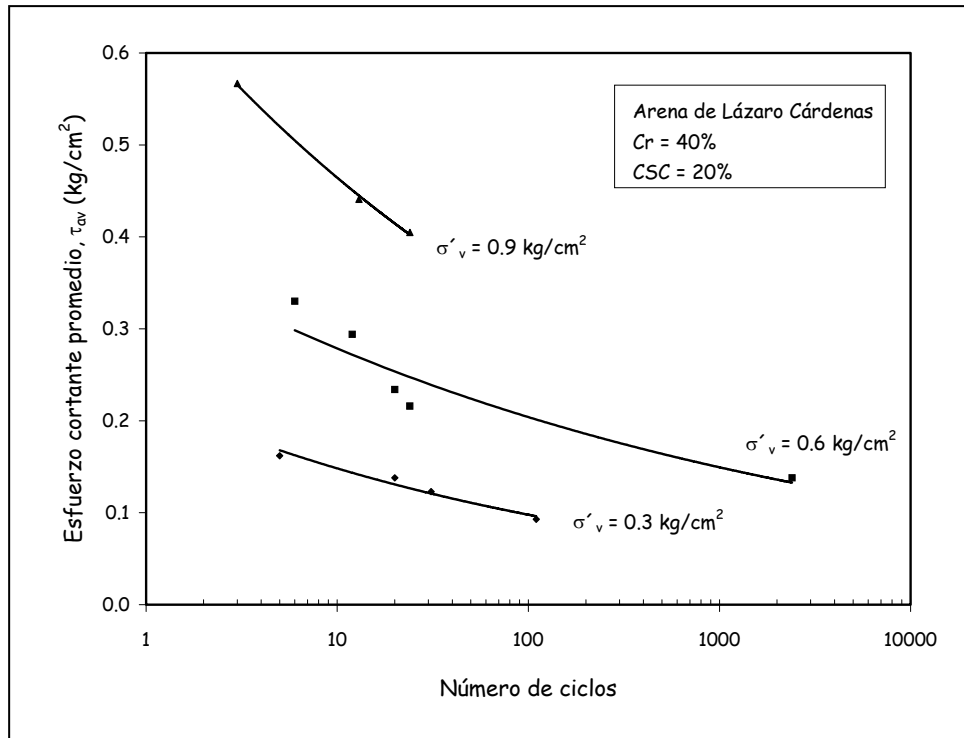


Fig. 4.30 Efecto del esfuerzo confinante efectivo inicial en la resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal al 20%, Cr = 40%

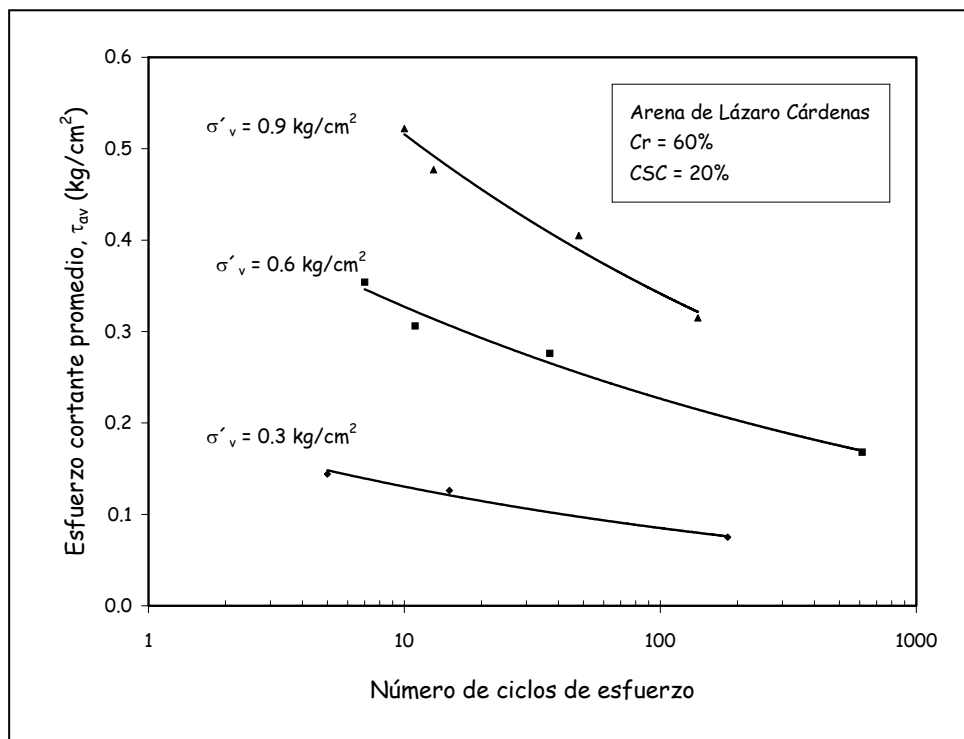


Fig. 4.31 Efecto del esfuerzo confinante efectivo inicial en la resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal al 20%, Cr = 60%

Cuando el esfuerzo confinante inicial es bajo, los suelos sueltos demuestran un mayor aumento en la resistencia a licuación que los suelos densos (o compactos), y conforme aumenta el esfuerzo confinante el patrón se revierte gradualmente, por ejemplo, cuando el esfuerzo confinante es de 0.6 kg/cm^2 , la arena del 60% de compacidad rebasa a la curva de la arena del 40% pero no alcanza a la de la arena del 20% (Fig. 4.39), mostrando que a este esfuerzo confinante, la arena más suelta tiene aún el mayor alcance en la resistencia pero la arena más compacta demuestra un mayor alcance de resistencia que la arena de compacidad intermedia. Finalmente al llegar a un valor máximo de esfuerzo confinante el mayor alcance en resistencia lo tiene la arena densa y el menor la arena suelta.

La gráfica de la Fig. 4.32 tiene el propósito de mostrar de forma más clara el efecto que sobre la resistencia, tiene la combinación del esfuerzo confinante efectivo inicial con la compacidad relativa de la arena impregnada. En ella se muestra la relación entre el esfuerzo confinante inicial efectivo vs el esfuerzo cortante cíclico que ocasiona la falla a licuación en 10 ciclos para los suelos impregnados y a las compacidades relativas de 20%, 40% y 60%.

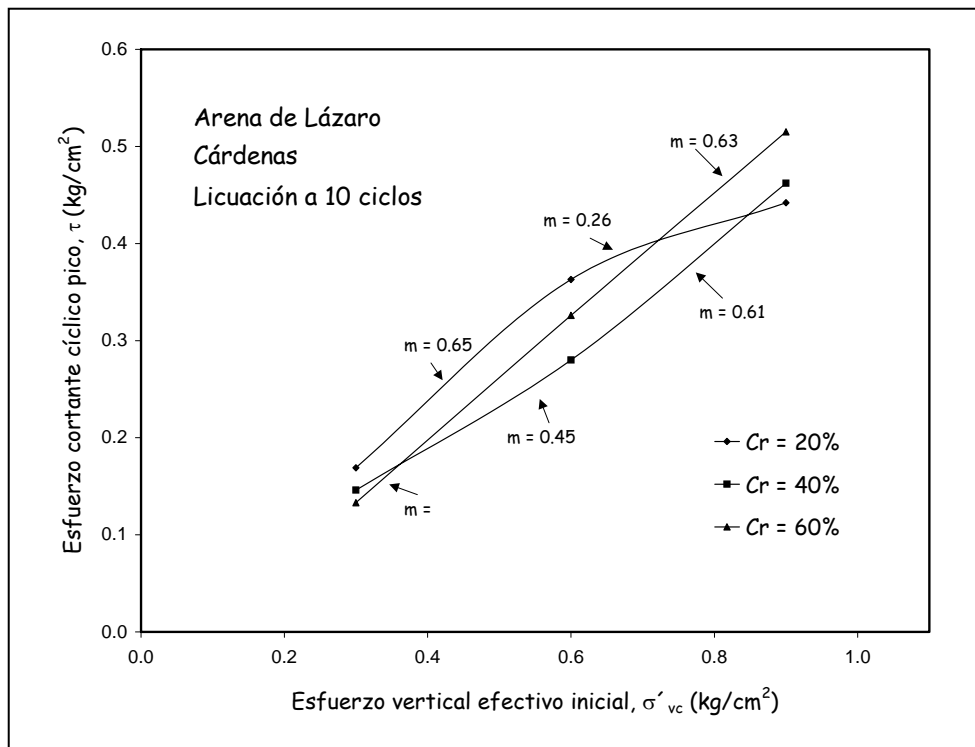


Fig. 4.32 Efecto del esfuerzo confinante efectivo inicial en la resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal al 20%, $Cr = 20\%$, 40% y 60%

Se advierte en primer lugar, que para los tres valores de compacidad relativa la resistencia incrementa con el aumento en el esfuerzo confinante, sin embargo dicho incremento no lleva un patrón constante a las compacidades relativas del 20 % y 40%.

En las figuras 4.26 a 4.28, se pudo observar que bajo un esfuerzo confinante de 0.3 kg/cm^2 la arena de menor compacidad relativa presentó una mayor resistencia a licuación, lo mismo se observa en la Fig. 4.32. Sin embargo aunque existe un incremento en la resistencia con el aumento en el esfuerzo confinante, la tasa o pendiente de dicho incremento para cada valor de compacidad hace que esta tendencia cambie. Por ejemplo, de 0.3 a 0.6 kg/cm^2 de esfuerzo confinante, la pendiente del cambio en la resistencia para la arena del 20% de compacidad es de 0.65, mientras que de 0.6 a 0.9 kg/cm^2 la pendiente es de 0.26, representando el cambio más importante en las trayectorias. Para el 40% de compacidad, la pendiente que va de 0.3 a 0.6 kg/cm^2 fue de 0.45, mientras que la de 0.6 a 0.9 kg/cm^2 mostró un incremento con un valor de 0.61. Finalmente en la arena de mayor compacidad ($C_r = 60\%$) prácticamente no mostró cambio en la pendiente, es decir, la pendiente se mantuvo aproximadamente constante con un valor de 0.63 desde un esfuerzo confinante de 0.3 a 0.9 kg/cm^2 .

El comportamiento observado en las gráficas anteriores, es el resultado de la combinación de diversos factores y fenómenos provocados por las características de enlace entre las partículas de suelo y la mezcla de inyección que se generan dentro del medio. Independientemente de las condiciones de curado (todas las probetas de suelo impregnado se fabricaron y curaron bajo las mismas condiciones), dichos enlaces provocan que bajo ciertas características de estructuración interna y de esfuerzos actuantes, las arenas sueltas impregnadas presenten una mayor resistencia a licuación que las arenas densas, y bajo otras condiciones, las arenas densas impregnadas sean las de mayor resistencia que las arenas sueltas impregnadas.

En otras palabras se distinguen dos aspectos, uno en el que la contribución de la cohesión impartida por la mezcla de impregnación es mayor, y otro en el que es más dominante la contribución de la fricción entre partículas que la cohesión impartida por la mezcla.

El hecho de que para un esfuerzo confinante bajo, las arenas sueltas impregnadas presenten mayor resistencia a licuación, se debe a que existe un mayor contenido de mezcla por unidad de volumen en las arenas sueltas (Clough et al., 1979.) y que además la sustancia presente en los vacíos restringe el movimiento de las partículas de suelo y evita en consecuencia el reacomodo a un estado más denso (Kizet et al., 1982) lo que retrasa la generación de la presión de poro y por lo tanto, mantiene los niveles de deformación angular bajos comparados con los que se generan en las arenas densas. Esta ligera tendencia a la dilatación a su vez, es permitida por el bajo nivel del esfuerzo confinante.

Al ir aumentando el esfuerzo confinante, se hace más evidente la contribución de la fricción en la resistencia, esto también es como consecuencia de una combinación de diversos factores. Al aumentar el esfuerzo confinante, el número de puntos de contacto entre las partículas también incrementa y por lo tanto, pueden existir mayores puntos de interacción entre las partículas de suelo y la mezcla de inyección. Por otro lado, cuando los especímenes impregnados se elaboran por la técnica de vaciado (técnica utilizada para la formación de los especímenes de esta investigación), se forma una capa o revestimiento de sustancia en los puntos de contacto que ocasionan la disminución de la fricción entre los granos, sin embargo es posible que debido a los grandes esfuerzos confinantes este revestimiento desaparezca y prevalezca el contacto libre entre las partículas, lo que provocaría una mayor contribución de la fricción en la resistencia (Fig. 4.33).

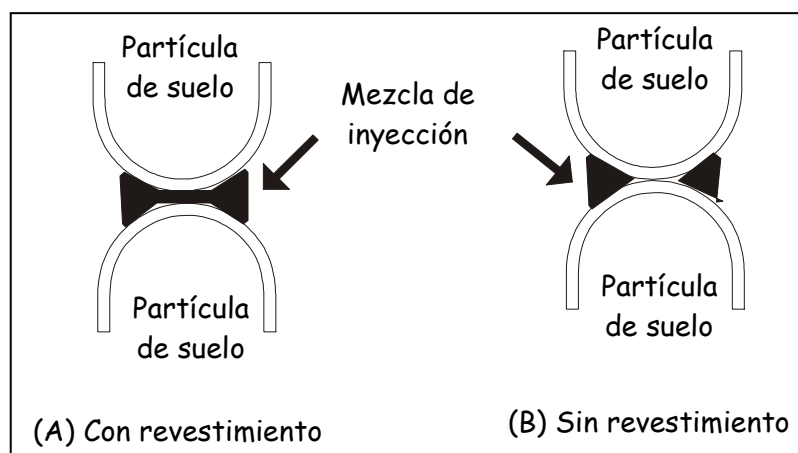


Fig. 4.33 Formación de la capa de revestimiento entre las partículas fabricadas por vaciado (a), y el posible efecto del incremento en el esfuerzo confinante (b)

Por otro lado, el incremento del esfuerzo confinante reduce la posibilidad de la dilatación de los especímenes de baja compacidad relativa, lo que ocasiona que un incremento en la tasa de generación de presión de poro y consecuente incremento en el nivel de la deformación, debido a que en los especímenes de mayor compacidad relativa se tienen mayores puntos de contacto, la contribución de la fricción a la resistencia será más grande por lo que en estos, la resistencia alcanzada es mayor. Krizek et al (*op. cit.*), concluyeron que las contribuciones de la cohesión y fricción en la resistencia al cortante de las arenas impregnadas cambia con el desarrollo de las deformaciones, y mencionaron que a pequeños niveles de deformación y a bajos niveles de esfuerzo confinante, la contribución de la cohesión es mayor, mientras que la contribución de la fricción es mayor a grandes niveles de deformación y a mayores esfuerzos confinantes (ver capítulo 2). Los resultados presentados en la presente investigación concuerdan con la conclusión dada por estos investigadores. La Fig. 4.34 muestra que al incrementar el esfuerzo confinante, aumenta la resistencia de la arena impregnada a todos los niveles de compacidad relativa, este hecho no discrepa de lo encontrado en investigaciones anteriores (Clouhg et al, *op. cit.*), pero se hace evidente una vez más que a bajos niveles de esfuerzo confinante las arenas densas presentan el menor beneficio en cuanto al incremento de resistencia, mientras que el comportamiento se invierte a altos valores de esfuerzo confinante, esto se debe a la conjunción de la mayor contribución de la fricción y la cohesión que imparte la mezcla de inyección.

Hasta el momento se ha hecho un análisis del patrón de comportamiento de las arenas impregnadas, sin embargo no se ha comparado el efecto benéfico que tiene la impregnación con sílice coloidal en la arena de Lázaro Cárdenas.

Las figuras 4.35 y 4.36, ilustran la combinación de las figuras 4.15 y 4.26, y se construyeron con el objeto de comparar el incremento de la resistencia de las arenas impregnadas (CSC = 20%) con respecto a la resistencia de las arenas no impregnadas (CSC = 0%). La Fig. 4.35 muestra las curvas de resistencia a licuación de las arenas no impregnadas y sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos bajo un esfuerzo confinante efectivo inicial de 0.30 kg/cm^2 , las compacidades relativas fueron de 40%, 60%, 80% y 100%. Sobre estas curvas se superpone la curva de resistencia de una arena impregnada del 20% de compacidad relativa, y sometida a

esfuerzos cortantes cíclicos bajo el mismo nivel de esfuerzo confinante. Se puede observar que bajo estas condiciones, la resistencia de la arena impregnada alcanza valores similares de resistencia que la de una arena no impregnada pero con una compacidad relativa del 100%.

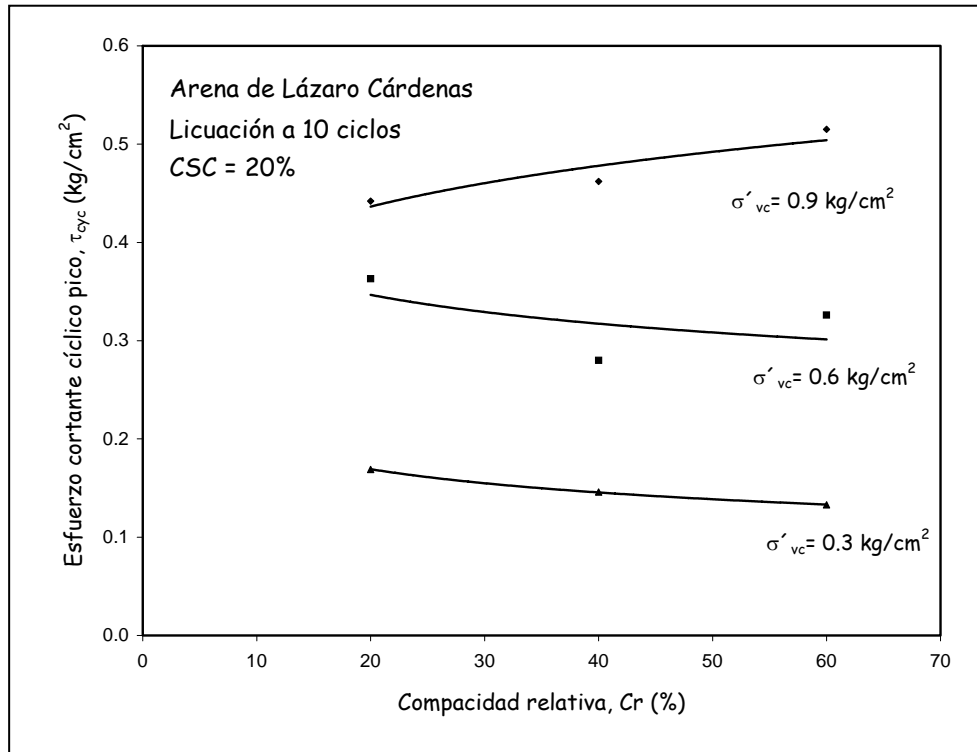


Fig. 4.34 Efecto de la compacidad relativa y el esfuerzo confinante efectivo inicial en la resistencia a licuación para suelos impregnados con una mezcla de sílice coloidal al 20%

La Fig. 4.36 contiene las mismas curvas de resistencia de la arena no impregnada que las de la Fig. 4.35, solo que ahora se superpuso la curva de resistencia de una arena impregnada pero con una compacidad relativa del 40%. Como se nota, la resistencia de la arena impregnada alcanza valores de resistencia similares al de una arena no impregnada del 80% de compacidad relativa, cuando las condiciones de esfuerzo son las que se muestran en la misma figura. A pesar de que el incremento en la resistencia de la arena impregnada del 40% de compacidad relativa es menor con respecto al de la arena impregnada de 20% de compacidad, la magnitud de la resistencia alcanzada por la misma (similar al de una arena del 80% de compacidad relativa), justifica la aplicación de la técnica, debido a que los criterios de mejoramiento del suelo por medios mecánicos establecen que una arena del 70% de compacidad relativa puede ser considerada como no susceptible a licuación (Antonio Izarrarás, 1999).

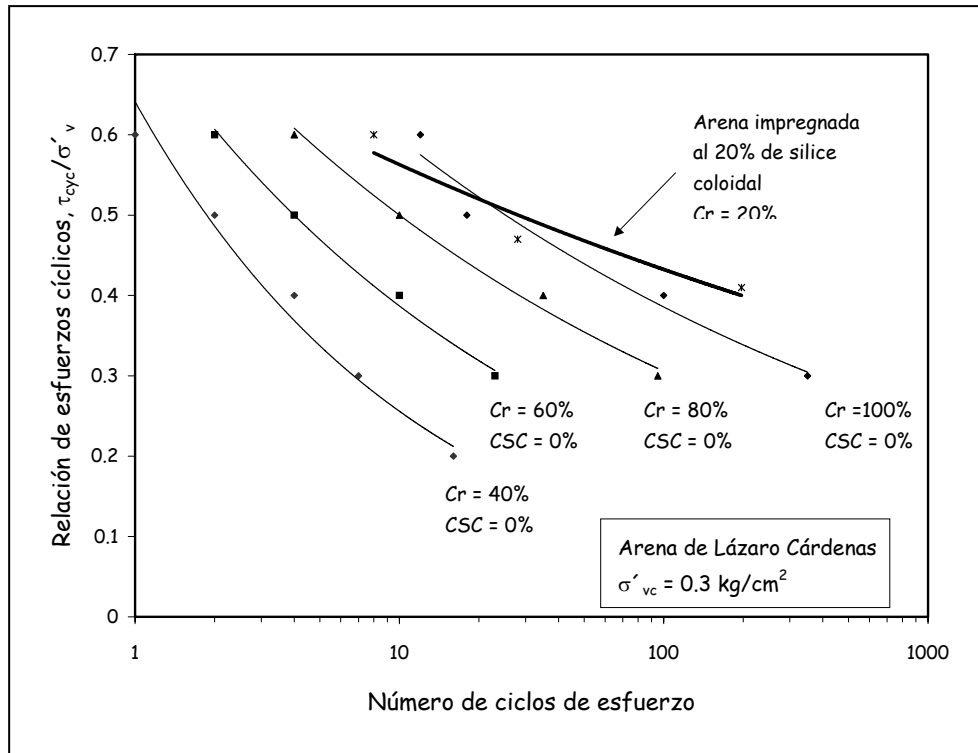


Fig. 4.35 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 20\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

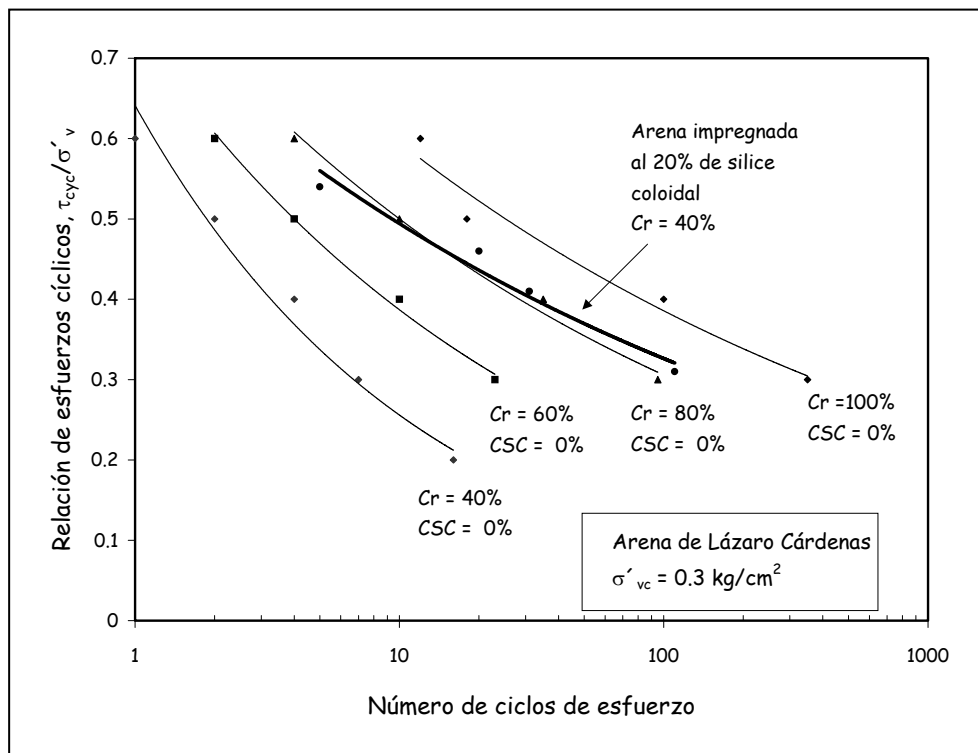


Fig. 4.36 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 40\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

El efecto de la impregnación en una arena del 60% de compacidad relativa sometida a las mismas condiciones de esfuerzo se muestra en la Fig. 4.37, y no obstante que para este suelo se obtiene la menor eficiencia en cuanto a mejoramiento, la resistencia alcanzada (70% de C_r aproximadamente) aun cae dentro de los criterios de mejoramiento mencionados anteriormente.

Al incrementar el esfuerzo confinante, incrementa la resistencia alcanzada de los especímenes impregnados. La Fig. 4.38 consiste en un esquema similar al de las figuras anteriores, sin embargo, tanto la arena no impregnada como la impregnada se sometieron a esfuerzos cortantes cíclicos bajo un esfuerzo confinante efectivo inicial de 0.6 kg/cm^2 . La arena impregnada tiene una compacidad relativa del 20%.

En este caso, la resistencia alcanzada por la arena impregnada sobrepasa la resistencia de una arena no impregnada del 100% de compacidad relativa y sometida a las mismas condiciones de ensaye. Es a partir de este esfuerzo confinante, en donde comienza a notarse el efecto que tiene la combinación del componente de fricción con el componente de cohesión que imparte la mezcla.

Al aumentar la compacidad relativa al 40% y bajo el mismo nivel de esfuerzo confinante, la arena impregnada alcanza un valor de resistencia aproximadamente similar al de una arena no impregnada del 100% de compacidad relativa (Fig. 4.39), si embargo este representa el mínimo valor de resistencia alcanzado por las muestras impregnadas y ensayadas bajo este esfuerzo confinante, ya que la arena del 60% de compacidad relativa sobrepasa la resistencia alcanzada por una arena no impregnada del 100% de compacidad relativa (Fig.4.40), sin llegar al valor alcanzado por la arena impregnada del 20% de compacidad relativa.

Las condiciones de resistencia se invierten al seguir en aumento los esfuerzos confinantes efectivos. Las figuras 4.41, 4.42 y 4.43 ilustran el efecto que tienen sobre la resistencia la impregnación de la sílice coloidal en los especímenes de suelo a las mismas compacidades relativas de los ensayes anteriores, pero sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos bajo un esfuerzo confinante efectivo de 0.9 kg/cm^2 .

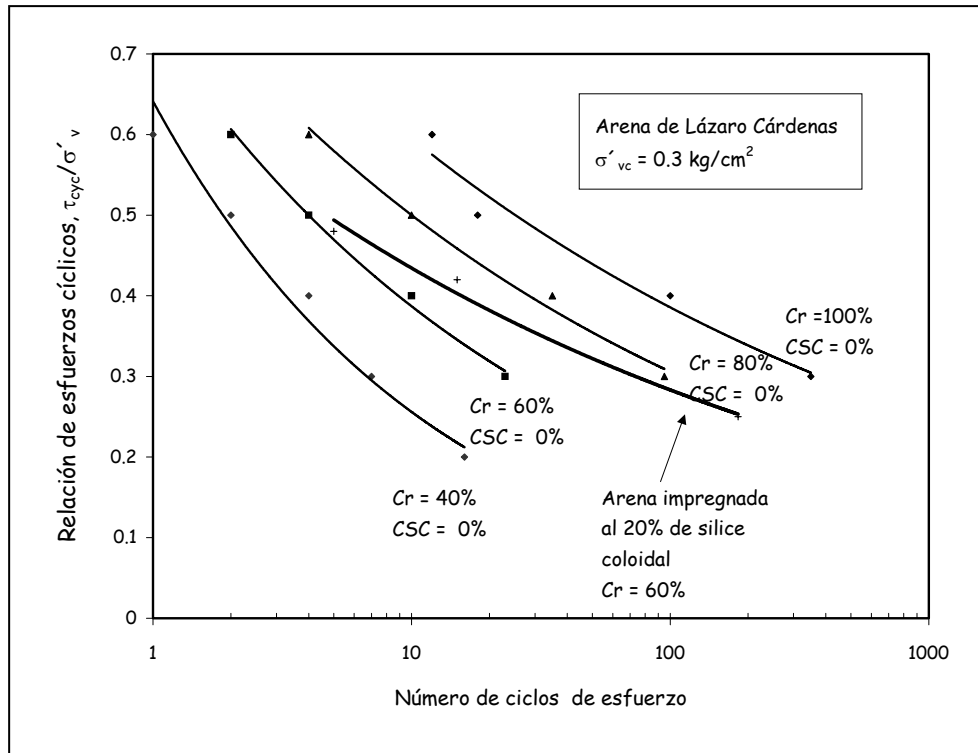


Fig. 4.37 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 60\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$

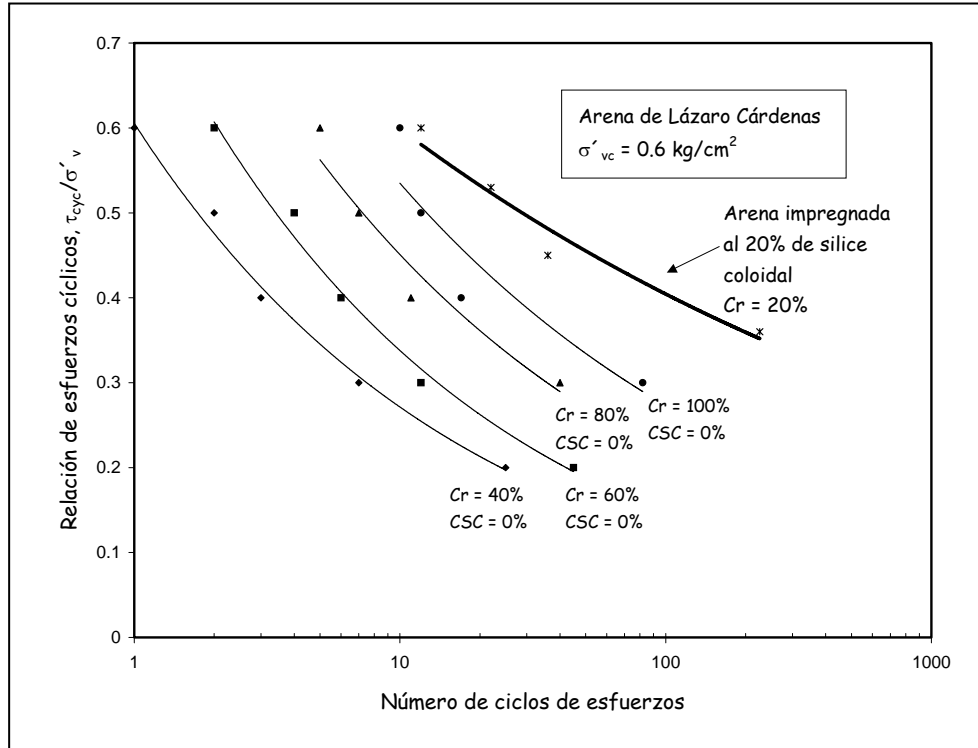


Fig. 4.38 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 20\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

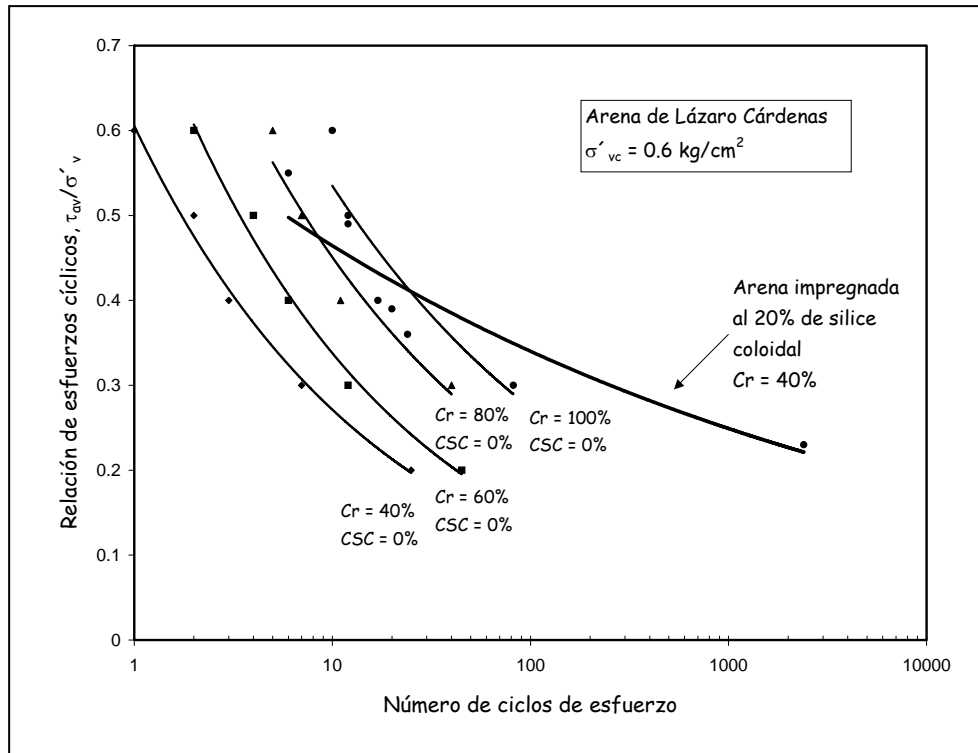


Fig. 4.39 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una Cr = 40% y $\sigma'_{vc} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

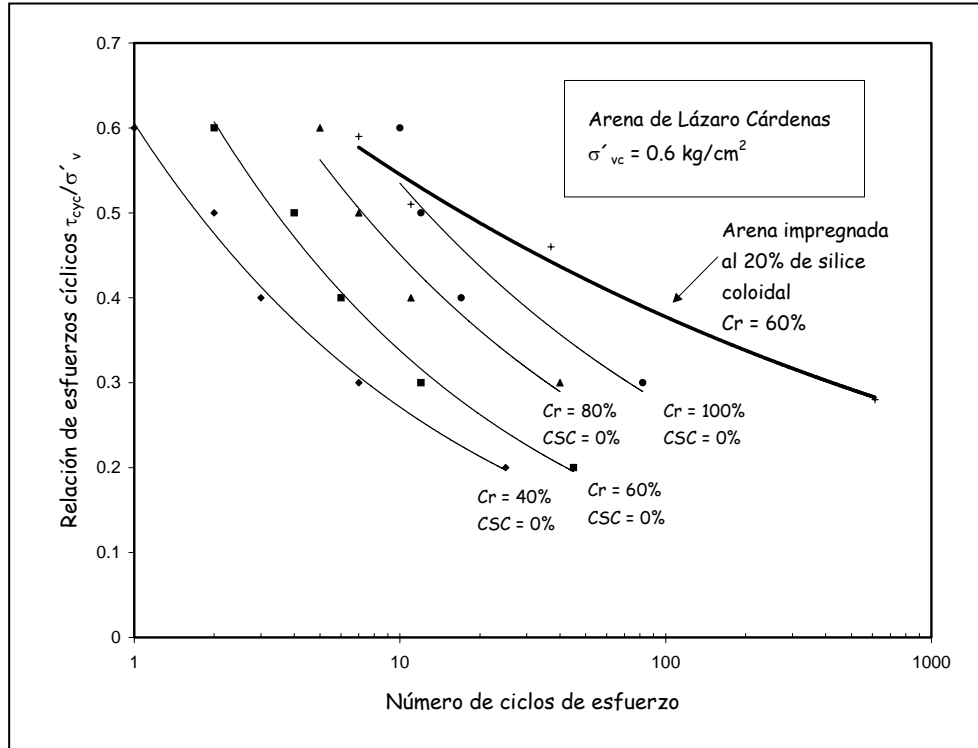


Fig. 4.40 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una Cr = 60% y $\sigma'_{vc} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

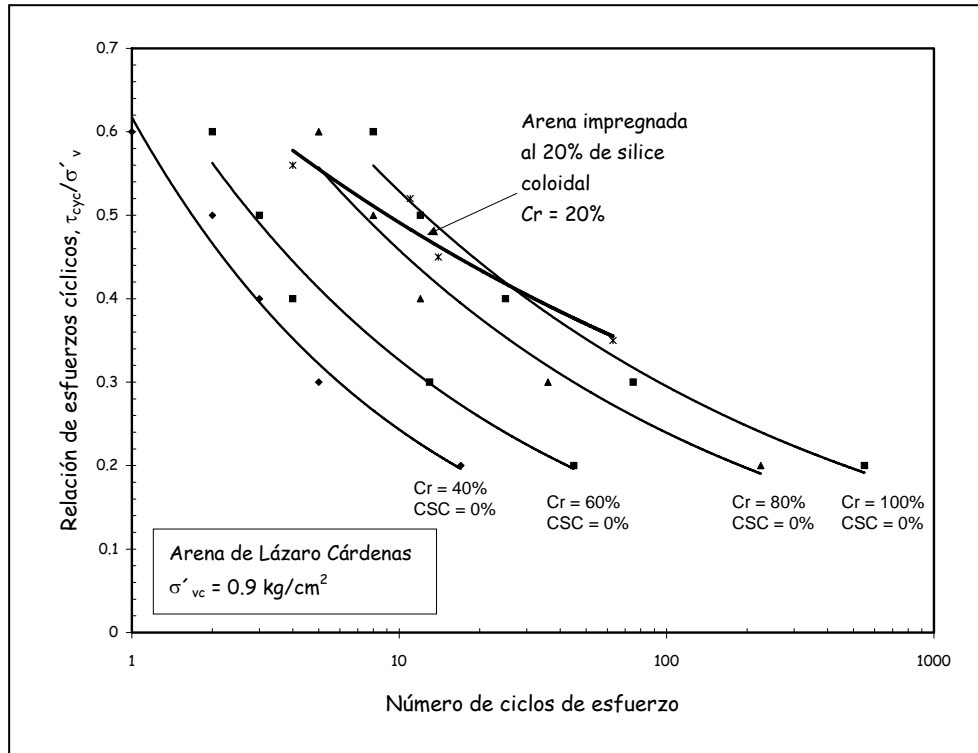


Fig. 4.41 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 20\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.9 \text{ kg/cm}^2$

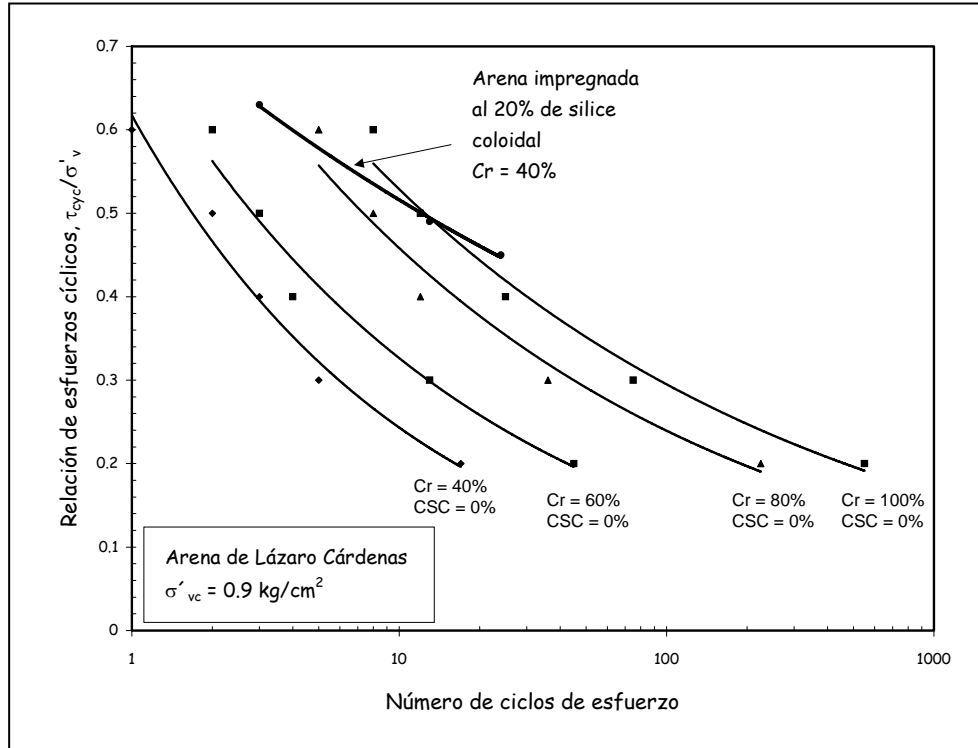


Fig. 4.42 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una $Cr = 40\%$ y $\sigma'_{vc} = 0.9 \text{ kg/cm}^2$

La arena del 20% de compactación relativa impregnada muestra una resistencia aproximadamente similar a la de una arena no impregnada del 90% de compactación relativa (Fig. 4.41). Este es el mínimo valor de resistencia alcanzado para las arenas impregnadas y sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos bajo un esfuerzo confinante de 0.9 kg/cm^2 , ya que la arena impregnada de compactación del 40%, alcanza una resistencia aproximadamente similar a la de una arena no impregnada del 100% de compactación relativa (Fig. 4.42), y la arena impregnada del 60% de compactación relativa, alcanza una resistencia mayor que la de una arena no impregnada de compactación relativa del 100%.

Se observa así, que conforme aumenta el esfuerzo confinante, la combinación entre el número de puntos de contacto, el componente de la fricción y el componente de la cohesión se coordinan para hacer más eficiente el incremento de la resistencia en la arena impregnada con sílice coloidal.

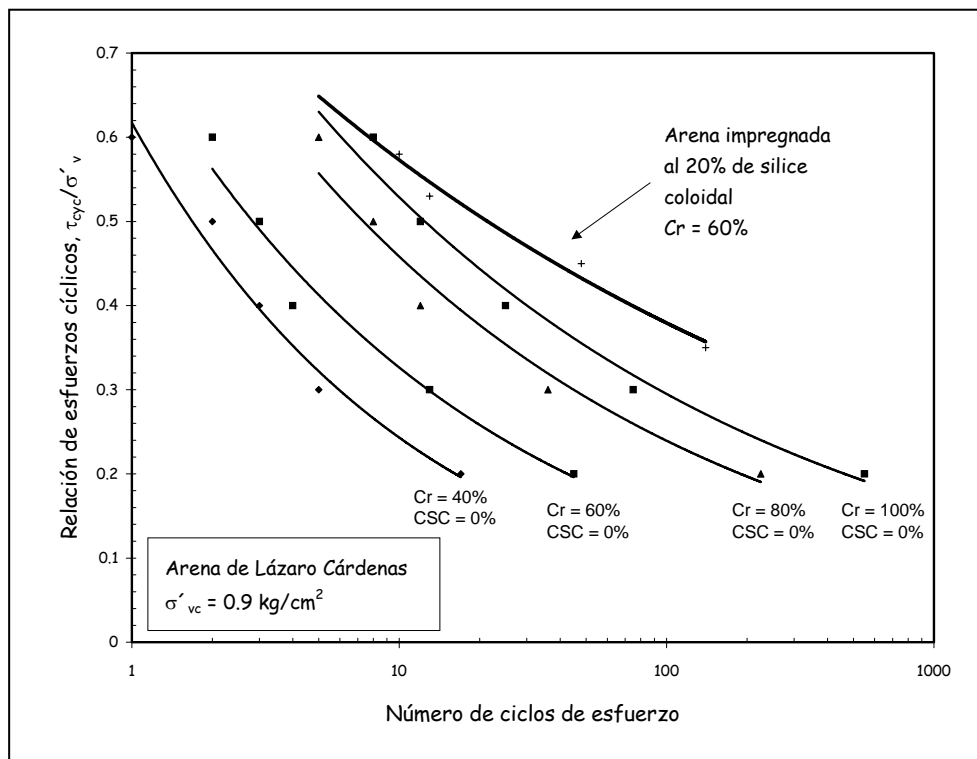


Fig. 4.43 Efecto de la impregnación de sílice coloidal en una muestra de suelo (Arena de Lázaro Cárdenas) con una Cr = 60% y $\sigma'_{vc} = 0.9 \text{ kg/cm}^2$

La Fig. 4.44 ilustra la tendencia general de los especímenes impregnados con una mezcla de inyección al 20% de sílice coloidal con diversas compactaciones relativas y las compara con la

resistencia de una arena no impregnada con una compacidad relativa del 100%. En esta figura se observa la influencia del esfuerzo confinante en la resistencia de las arenas impregnadas y no impregnadas y la tendencia de la resistencia de las arenas impregnadas conforme cambia el esfuerzo confinante. Esta figura confirma los argumentos expuestos en párrafos anteriores.

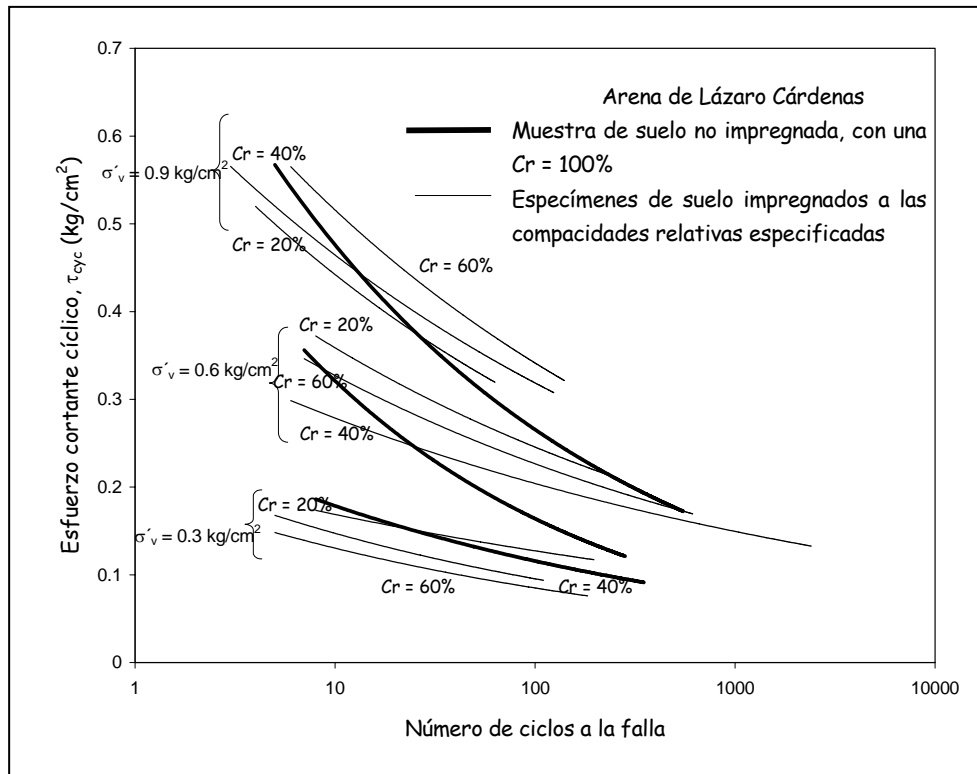


Fig. 4.44 Esquema general de la influencia del esfuerzo confinante inicial efectivo y la compacidad relativa en el comportamiento de la arena impregnada

Finalmente y con el objeto de verificar si el incremento en el contenido de sílice coloidal influye en la resistencia de la arena impregnada, se realizaron diversos de ensayos con especímenes impregnados cuya variable fue el porcentaje de sílice coloidal en la mezcla de impregnación.

La Fig. 4.45 compara el comportamiento de cuatro ensayos de corte simple cíclico realizados con especímenes de suelo de la misma compacidad relativa ($Cr = 40\%$) y sometidos a una misma relación de esfuerzos cíclicos ($SR (\tau_{cyc}/\sigma'_{vc}) = 0.5$), bajo un esfuerzo confinante de 0.3 kg/cm^2 . Los contenidos de sílice coloidal en las mezclas de inyección para cada probeta fueron de 0% , 10% , 15% y 20% respectivamente.

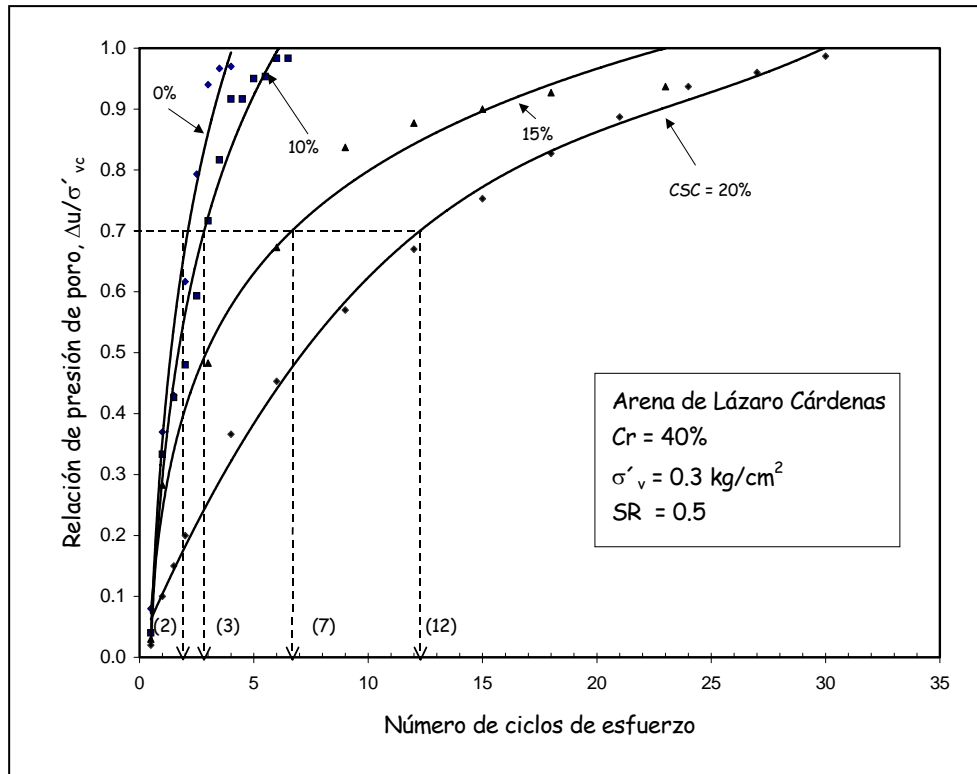


Fig. 4.45 Efecto del contenido de sílice coloidal, en el incremento en la presión de poro.
($SR = \tau_{cyc} / \sigma'_{vc}$)

La figura compara el desarrollo de la presión de poro ($\Delta u / \sigma'_{vc}$) con respecto al número de ciclos de esfuerzo en las probetas impregnadas. Como se observa, para el espécimen de suelo no impregnado, se alcanza una relación de presión de poro de 0.70 en el segundo ciclo de carga, mientras que para los especímenes impregnados con sílice coloidal al 10%, 15% y 20% de concentración, la misma relación se alcanzó a los 3, 7 y 12 ciclos de carga respectivamente. La licuación inicial para el espécimen no impregnado, se alcanzó en el cuarto ciclo de carga, mientras que para los especímenes impregnados se alcanzó en los ciclos 6, 23 y 30 en el mismo orden.

Debido a que la resistencia del suelo impregnado varía con respecto a las condiciones y al tiempo de curado, los especímenes de este ensaye se curaron bajo las mismas condiciones.

La Fig. 4.46 muestra el desarrollo de la deformación de cortante con el número de ciclos de carga, para los especímenes de ensaye que de la Fig. 4.45. Se observa que para el espécimen no impregnado ($CSC = 0\%$), se alcanza una deformación de doble amplitud del 5% en el primer

ciclo, mientras que las arenas impregnadas con un contenido de sílice del 10% y 15% este mismo valor de deformación de doble amplitud la obtuvieron en los ciclos 4 y 17 respectivamente, mientras que en la arena impregnada al 20%, dentro de los primeros 35 ciclos de carga, no se observó una deformación de tal magnitud.

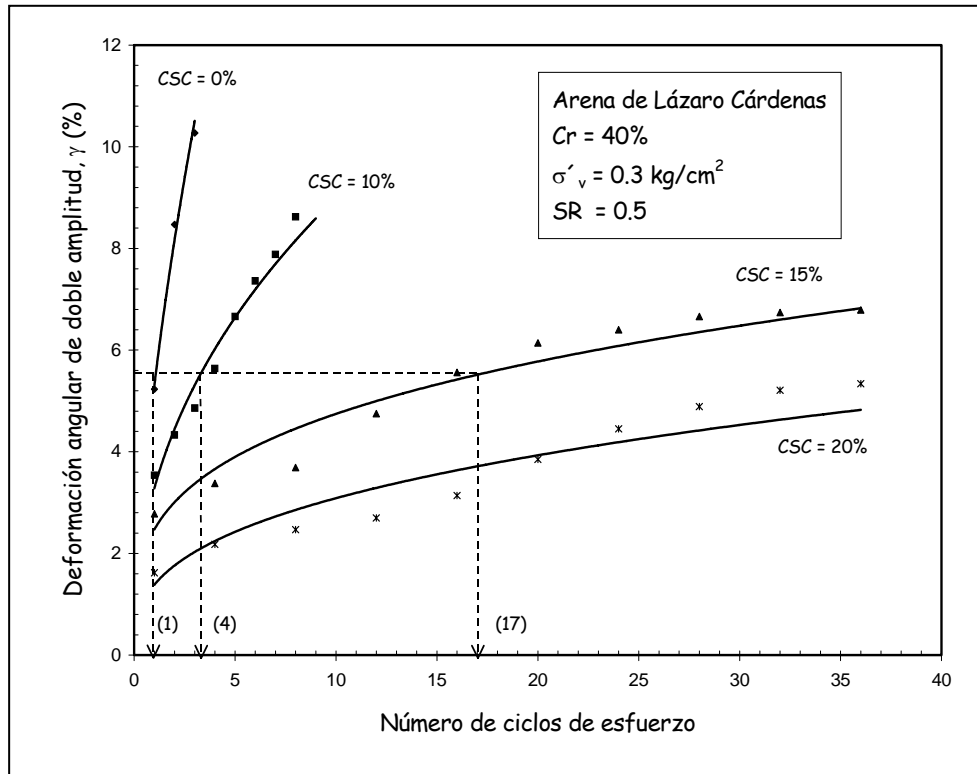


Fig. 4.46 Efecto del contenido de sílice coloidal, en el incremento en la presión de poro.
($SR = \tau_{cyc}/\sigma'_{vc}$)

A partir de los resultados de las dos últimas figuras, se hace evidente que conforme incrementa el contenido de sílice coloidal en la mezcla de inyección, incrementa la resistencia del suelo bajo las mismas condiciones de curado. Sin embargo es necesario tomar en cuenta que al incrementar el contenido de sílice coloidal, incrementa la viscosidad de la mezcla y por lo tanto la dificultad en la impregnación.

Por otro lado, se logra el mismo efecto bajo un contenido fijo de sílice en la sustancia e incrementando el porcentaje de cloruro de calcio.

4.6 Conclusiones

En este capítulo se presentaron y analizaron los resultados del comportamiento de la arena de Lázaro Cárdenas, tanto impregnada con sílice coloidal como no impregnada, y reconstituida por el método de depósito en seco sometida a corte simple cíclico a volumen constante.

Con base en las gráficas que muestran el comportamiento general de la arena no impregnada, se observa que para la estructura dada, la respuesta ante esfuerzos cortantes cíclicos bajo condiciones no drenadas, depende principalmente de la combinación de ciertas condiciones en las variables de estado inicial, es decir, de la relación de vacíos, el nivel de esfuerzo confinante y el nivel de esfuerzo cortante cíclico. Este comportamiento no difiere de lo observado en los estudios experimentales acerca de la licuación de los suelos granulares.

Por otro lado, la inclusión de sílice coloidal tiene una influencia significativa en la resistencia a licuación de la arena. Bajo una relación de vacíos inicial dada, un esfuerzo confinante inicial dado y una magnitud del esfuerzo cortante dado, el número de ciclos de esfuerzo para alcanzar la licuación incrementa con la inclusión de sílice coloidal. Sin embargo, la magnitud en el incremento de la resistencia de la arena impregnada, está influenciado por las variables iniciales de estado y el contenido de sílice coloidal en la mezcla de inyección.

En el capítulo 5, se darán las conclusiones y recomendaciones generadas del análisis e interpretación de los resultados del presente proyecto de investigación.

4.7 Referencias

Antonio - Izarrarás, V. M. (1999). "Análisis de las alternativas de densificación de depósitos de suelos granulares finos," *Tesis para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería*, DEPMI, UNAM.

Clough, G. W., Kuck, W., y Kosali, G. (1979), "Silicate Stabilized Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, GT1, pp. 65 - 82.

Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.

Krizek, R. J., Benitayf, M. A. y Atmatzidis D. K. (1982). "Effective stress-strain-strength behavior of silicate-grouted sand," *Proceedings: Grouting in Geotechnical Engineering*, Ed. Wallace Hayward Baker, ASCE, New Orleans, Louisiana, pp. 482 - 497.

Mulilis, P.J., Seed, H.B., y Chan, C. (1975), "The effect of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sand," *Report: Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

Peacock, W. H. y Seed, H. B. (1968). "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, No. SM3, pp. 689 - 708.

Vaid, Y. P. y Sivathayalan, S. (1996), "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 281-289.

Vaid, Y. P. y Sivathayalan, S. (2000). "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 592-606.

5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Del análisis experimental de este proyecto se tienen las siguientes conclusiones:

1. Para la arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, la resistencia a la licuación disminuye con el aumento de la magnitud del esfuerzo cortante cíclico y con la disminución de la compacidad relativa.
2. Bajo un valor constante de esfuerzo cortante cíclico y para todos los niveles de compacidad relativa, el número de ciclos de esfuerzo necesario para alcanzar la licuación en la arena de Lázaro Cárdenas no impregnada, se incrementa con el aumento del esfuerzo confinante. La influencia de este factor es mayor en las arenas densas.

Las observaciones expuestas en este apartado y en el anterior concuerdan con la respuesta obtenida en los estudios de las arenas sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos bajo condiciones no drenadas.

3. La *sílice coloidal* demostró ser la sustancia más adecuada para la inyección de suelos susceptibles a la licuación, debido a:
 - a) su capacidad de penetrar en los suelos granulares finos logrando con ello un alto grado de impregnación
 - b) la facilidad en el control del tiempo de gel
 - c) la rapidez de su reacción
 - d) su facilidad de obtención
 - e) su competitividad económica
4. Una pequeña cantidad de *sílice coloidal* incrementa significativamente la resistencia cíclica de las arenas.
5. En el caso de arenas sueltas, la adición de *sílice coloidal* reduce significativamente el potencial de movimiento y reorientación de las partículas del suelo.
6. Para un esfuerzo confinante bajo, las arenas sueltas impregnadas con *sílice coloidal*, tienen mayor resistencia a licuación debido a que existe un mayor contenido de mezcla por unidad de volumen, la sustancia restringe el movimiento de las partículas de suelo a un estado más denso y disminuye la generación de presión de poro.
7. Para un esfuerzo confinante alto, *la arena densa* impregnada con *sílice coloidal* tiene una mayor resistencia debido al incremento en el número de puntos de contacto entre partículas y a que los grandes esfuerzos ocasionan una mayor contribución de la fricción en la resistencia del suelo, mientras para una *arena suelta* impregnada con

sílice coloidal, el incremento en el esfuerzo confinante reduce la posibilidad de dilatación, incrementando la presión de poro y la deformación del suelo.

8. El comportamiento de una **arena suelta** impregnada con *sílice coloidal* sometida a esfuerzos cortantes cíclicos y a bajos niveles de esfuerzo confinante es similar al de una arena densa **no** impregnada.
9. El aumento en el contenido de *sílice coloidal* en la mezcla de inyección disminuye la tasa de generación de presión de poro y aumenta el número de ciclos de esfuerzo requeridos para provocar la licuación.

5.2 Recomendaciones

La investigación realizada y los resultados encontrados en este proyecto, constituyen la base fundamental para considerar a la sílice coloidal como material adecuado para la impregnación de los suelos granulares y así, mitigar los daños provocados por el fenómeno de licuación.

No obstante el evidente desarrollo de las técnicas de inyección de sustancias químicas para el mejoramiento de los suelos, la información acerca de procedimientos analíticos bien definidos que conduzcan al aseguramiento del buen comportamiento de las sustancias químicas así como del sistema suelo - sustancia es aún escasa.

A continuación se dan algunas recomendaciones con las que se puede ampliar el estado de conocimiento del comportamiento de las arenas estabilizadas con sílice coloidal.

1. Como se expuso en el Capítulo 2, la permanencia mecánica de una sustancia de inyección se define como la habilidad de mantenerse cuando se encuentra expuesta a condiciones ambientales hostiles, debido a esto, es deseable diseñar un programa experimental en donde el objetivo sea evaluar la permanencia mecánica de la sílice coloidal bajo estas condiciones.

2. Así mismo, sería deseable que, junto con el programa experimental para la evaluación de la permanencia mecánica, se evaluara la permanencia química, investigando la influencia que tiene la calidad del agua de mezclado en el tiempo de gel y en la resistencia en contra de la licuación del suelo.
3. En campo, se puede establecer un programa experimental en el que se evalúe a través de métodos geofísicos de exploración, la calidad de la impregnación y el nivel de resistencia alcanzado, esto con base en el establecimiento de correlaciones con la velocidad de las ondas de cortante (V_s) en el medio.
4. Así mismo, es importante realizar investigaciones conjuntas con especialistas en el área de Ingeniería Ambiental, a fin de comprobar de forma mas directa, el impacto ambiental de la técnica de inyección aquí presentada.

Como se observa, con la investigación presentada en este trabajo se abren diversas líneas, con las que se reafirmaría el beneficio de utilizar la sílice coloidal para mitigar los efectos de la licuación, y a su vez, como todo proyecto de investigación, se ampliaría el estado de conocimiento de las técnicas de inyección de sustancias químicas para el incremento de resistencia de los suelos granulares.