

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

**"ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DE COMPRESIBILIDAD DE LAS
ARCILLAS DE COATZACOALCOS, VER."**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN MECÁNICA DE SUELOS**

PRESENTA

DIEGO CRUZ ROQUE

Director de Tesis: M. C. ABIMAEEL CRUZ ALAVEZ

México, D.F. 2004



**A mis padres: Don Diego y Doña Chole
Con amor y admiración**

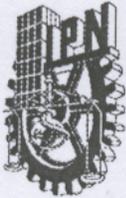
**A Miriam, Ana e Iván
Mi vida y razón**

**A mis hermanos, todos
Por su apoyo e insustituible cariño**

**Al Instituto Politécnico Nacional
Por mi formación**

**Al Instituto Mexicano del Petróleo
Por el apoyo brindado para realizar éste trabajo**

**A mis asesores:
M.C. Abimael Cruz Alavez y
Dr. Jaime Núñez Farfán
Por su valiosa ayuda y acertados comentarios.**



INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
COORDINACION GENERAL DE POSGRADO E INVESTIGACION

CGPI-14

ACTA DE REVISION DE TESIS

En la Ciudad de México, D. F. siendo las 18:00 horas del día 9 del mes de marzo del 2004 Se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis designada

Por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.- U.Z.

Para examinar la tesis de grado titulada: "ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DE COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS DE COATZACOALCOS, VER"

Presentada por el alumno:

CRUZ

ROQUE

DIEGO

Apellido paterno

materno

nombre(s)

Con registro:

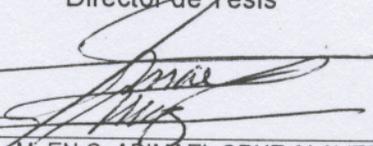
9	6	0	0	2	8
---	---	---	---	---	---

Aspirante al grado de:

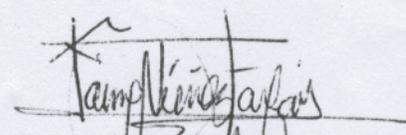
MAESTRO EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN MECANICA DE SUELOS

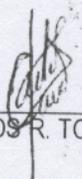
Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **SU APROBACIÓN DE LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISION REVISORA
 Director de Tesis

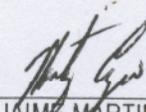

 M. EN C. ABELMAEL CRUZ ALAVEZ


 M. EN C. CUAUHTÉMOC CORDERO MACÍAS

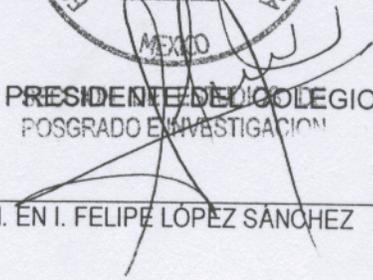

 M. EN C. JAIME NÚÑEZ FARFÁN


 M. EN C. CARLOS R. TORRES ALVAREZ




 M. EN C. JAIME MARTINEZ CORZA

EL PRESIDENTE DEL COLEGIO
 POSGRADO E INVESTIGACION


 M. EN I. FELIPE LÓPEZ SÁNCHEZ

RESUMEN.

La cantidad de compresión que se puede presentar en un suelo fino depende, entre otros factores, del índice de compresión C_c , el cual se obtiene por medio de ensayos de consolidación sobre muestras de suelo, tanto inalteradas como remoldeadas.

Debido al tiempo que implica el desarrollo de un ensayo de consolidación para obtener el índice de compresibilidad, algunos autores han relacionado este parámetro con propiedades índice, tales como el Límite líquido, la relación de vacíos in situ y el contenido natural de agua, las cuales son fácil de obtener. Estas relaciones se presentan tomando en cuenta la región donde se ubica el sitio en estudio así como el tipo de suelo, y son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis de asentamientos aproximados de las estructuras en suelos cohesivos, cuando no se cuenta con resultados de ensayos de consolidación, y por tanto, sirven de base para la toma de decisiones acerca del tipo de cimentación más adecuada.

El hecho de que el índice de compresibilidad sea dependiente de la estructura del suelo y de su historia de esfuerzos, convierte este problema en particular para cada sitio. En este trabajo se estudian correlaciones entre el índice de compresibilidad y propiedades índice para suelos de la zona de Coatzacoalcos-Minatitlán.

Se analizan las propiedades de compresibilidad de un suelo fino, ensayado en estado inalterado y remoldeado. Para lo anterior se realizaron 16 pruebas de consolidación a un material obtenido de un sondeo ejecutado en Coatzacoalcos, Ver. Los ensayos en suelos remoldeados se llevaron a cabo en muestras cuyo contenido de agua se llevó al límite líquido, generándose con esto curvas de compresibilidad que solo presentan la configuración de su tramo virgen. También se analizan los resultados de 240 pruebas de consolidación de suelos cohesivos, obtenidos de sitios cercanos al área donde se ejecuto el sondeo del presente estudio, Minatitlán y Coatzacoalcos.

Aplicando un proceso estadístico a los datos recopilados y a los resultados experimentales, se presentan correlaciones que permiten obtener valores aproximados del índice de compresibilidad a partir de las siguientes propiedades índice: límite líquido, ω_L , relación de vacíos in situ, e_n y el contenido de agua, ω_n , así como de la combinación de dos de éstas: (ω_L, ω_n) , (ω_L, e_n) , y (e_n, ω_n) . Así mismo, se presenta una comparación con los resultados obtenidos de diferentes autores para suelos con características similares.

Se concluye que con una relación simple lineal entre el C_c y e_n , se logran buenos resultados. Sin embargo, la correlación que representa mayor aproximación para determinar dicho coeficiente se obtiene haciendo intervenir tanto e_n como ω_L en la ecuación o modelo de predicción, no obstante, su aplicación se recomienda solo para suelos saturados.

ABSTRACT

The amount of compression that a cohesive soil can withstand depends, among other factors, on its compression index, C_C , which may be determined through consolidation laboratory tests on undisturbed or disturbed soil samples

Nevertheless, these kinds of tests take time and money. For that reason, some authors have found correlations between this parameter and the index properties of soils, such as the liquid Limit ω_L , the in situ void ratio e and the natural water content ω_n , which are easily obtain. These relations apply only for the region where it is located the site being studied for that specific type of soil, and are very useful in the practice, specially in the planning phase of a building, because they allow to make preliminary analysis of settlements of the structures in cohesive soils, and therefore, are useful as base for the decision making process about the type of suitable foundations.

Since the compressibility index depends of the structure of the soil and its stress history, this problem is individual for each site. In this work, correlations between the compressibility index and index properties are studied for cohesive soils of the Coatzacoalcos-Minatitlán site.

The properties of compressibility of a fine soil are analyzed, developing tests on undisturbed and disturbed soil samples. To do this, 16 tests were carried out in soil samples from a boring in Coatzacoalcos, Ver. The tests on remolded soils were carried out in samples whose water content was imposed equal to the liquid limit, by doing so, curves of compressibility that only present the configuration of their virgin section were generated. Additionally, test results from more than 240 consolidation tests performed on cohesive soils near the Minatitlán Coatzacoalcos area, are statistically examined.

Ordinary least squares and ridge regression techniques are used to obtain linear models for the variable C_C as function of the liquid Limit ω_L , the in situ void ratio, e and the natural water content ω_n and the results are compared with published results

It is concluded that with a simple linear relationship between the C_C and the void ratio good quality results are obtained. Nevertheless, the correlation that gives the best fit is obtained by correlating the liquid limit and the void ratio in the equation or prediction model, however, it is only recommended just for saturated soils.

CONTENIDO

	Pag.
R E S U M E N.	1
NOMENCLATURA	5
INTRODUCCIÓN.	7
Antecedentes	7
Justificación	7
Objetivos y alcances	9
Organización de la tesis	11
CAPITULO I. GENERALIDADES	12
1.1 Conceptos básicos de consolidación	12
1.2 Consideraciones generales sobre compresibilidad	14
1.3 Arcillas normalmente consolidadas	16
1.4 Límites de Atterberg	18
1.5 Aspectos teóricos de la curva virgen de compresibilidad	20
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	22
2.1 Introducción	22
2.2 Ecuaciones del índice de compresibilidad	23
2.3 Comparación de datos de diferentes autores	26
2.4 Compresibilidad intrínseca de suelos finos	29
<i>Compresibilidad Intrínseca</i>	30
<i>Revisión de la Literatura</i>	31
<i>Programa de Laboratorio</i>	33
<i>Resultados del Trabajo de B. Cerato et al.</i>	35
<i>Correlaciones con el índice de contracción</i>	39
<i>Comportamiento normalizado</i>	41
CAPITULO III. DESARROLLO EXPERIMENTAL.	44
3.1 Geología de la región	44
3.2 Propiedades del suelo en estudio	46
3.3 Pruebas de consolidación	47
3.4 Equipo	50

3.5	Remoldeo de las muestras.....	51
3.6	Desarrollo de la prueba de consolidación.....	52
CAPITULO IV. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		53
INTRODUCCIÓN		53
4.1	Curvas de consolidación.....	54
	<i>Muestras inalteradas.....</i>	<i>54</i>
	<i>Muestras remoldeadas.....</i>	<i>54</i>
4.2	Curvas de compresibilidad.....	55
	<i>Muestras inalteradas.....</i>	<i>55</i>
	<i>Muestras remoldeadas.....</i>	<i>56</i>
4.3	La curva de compresibilidad en arcillas remoldeadas.....	56
4.4	El C_c en muestras inalteradas y remoldeadas.....	57
4.5	Resumen de resultados	91
CAPITULO V. CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE ω_L, e_n Y ω_n.....		71
5.1	Información disponible.....	71
5.2	Selección de propiedades para la correlación	73
5.3	Tratamiento de la información	75
5.4	Evaluación de la correlación entre Índice de compresibilidad y Contenido de agua.....	77
5.5	Evaluación de la correlación entre Índice de compresibilidad y la relación de vacíos	78
5.6	Evaluación de la correlación entre Índice de compresibilidad y el límite líquido	79
5.7	Comparación con otros autores.....	81
5.8	Modelos con parámetros de suelo múltiples.....	86
5.9	El índice de compresibilidad en función de e_n y ω_n	86
5.10	El índice de compresibilidad en función de ω_n y ω_L	88
5.11	El índice de compresibilidad en función del ω_L y e_n	90
5.12	Resumen de resultados	91
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		94
6.1	Conclusiones	94
6.2	Recomendaciones.....	96
REFERENCIAS.....		97

NOMENCLATURA

a_v	Coefficiente de compresibilidad
C_c	Índice de compresibilidad.
C_s	Índice de expansión.
C_r	Índice de recompresión.
C'_c	Índice de compresibilidad del suelo remoldeado
C^*_c	Coefficiente de compresibilidad intrínseco.
CI	Índice de contracción
C_v	Coefficiente de consolidación
e_n	Relación de vacíos in situ (relación de vacíos en estado natural)
e_r	Relación de vacíos del suelo en estado remoldeado.
e_L	Relación de vacíos en el límite líquido
e^*_{100}	Relación de vacíos a una carga de 100 kPa
G_s	Peso específico relativo de sólidos.
ICL	Línea de compresión intrínseca
i	Gradiente hidráulico
k	Coefficiente de permeabilidad
LI	Índice de liquidez
PI	Índice de plasticidad
p'	Presión efectiva vertical.
p_0	Valor de la presión efectiva in situ basado el la columna de suelo
p_c	Carga de preconsolidación.
R	Coefficiente de correlación en análisis de regresión estadística
R^2	Coefficiente de determinación en análisis de regresión estadística
S_r	Grado de saturación
v	Velocidad del flujo de agua a través de medios porosos
Δe	Cambio en la relación de vacíos entre p_1 y p_2
Δp	Incremento de presión
$\Delta p/p_1$	Relación de incrementos de carga aplicados en la prueba de consolidación

p_l	Valor de la presión después de aplicar un incremento Δp
ε	Deformación vertical unitaria
ω_L	Límite líquido, en %.
ω_P	Límite plástico, en %
ω_n	Contenido natural de agua, en %.
γ_m	Peso volumétrico del material.

INTRODUCCIÓN.

ANTECEDENTES.

Dentro de la Mecánica de Suelos se han establecido diferentes teorías del comportamiento de un suelo, las cuales han evolucionado de acuerdo a la aplicación de condiciones o hipótesis más cercanas a la realidad, sin embargo los principios no dejan de ser los mismos. Para el caso del estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.

La deformación de un suelo se puede presentar por cambio de volumen y de forma. En el primer caso se le llama compresión o expansión y es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; la deformación por cambio de forma, denominada distorsión o deformación desviadora es el proceso por el cual una masa de suelo cambia su forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante.

La capacidad de deformación de un suelo está en función de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, estas propiedades se estudian por medio de la prueba de consolidación. Terzaghi fue uno de los primeros en estudiar el fenómeno de consolidación en suelos finos saturados y desarrolló la teoría conocida como *teoría de la consolidación unidimensional*, que es en la actualidad una de las más aplicadas para resolver el problema de compresibilidad en suelos finos saturados.

La consolidación es una deformación elastoplástica del suelo que resulta de una permanente reducción de su relación de vacíos, debido a un incremento de esfuerzos, en función del tiempo.

Los parámetros de consolidación que se obtienen en un suelo son: índice de compresibilidad (C_c) y coeficiente de consolidación (C_v), el primero se relaciona con cuanta deformación o asentamiento tendrá lugar y el segundo con el tiempo en el cual tendrá lugar cierta consolidación.

Es común que, derivado de una inadecuada interpretación de las condiciones del subsuelo en el sitio, se generen riesgos y costos adicionales en los proyectos de ingeniería civil, razón por la cual, es importante que la información disponible sea aprovechada óptimamente. Con base en una extensa cantidad de información geotécnica, obtenida de sondeos previos convencionales, es factible obtener correlaciones de variables geotécnicas relevantes en la región de estudio. Una de estas variables puede ser el índice de compresibilidad, C_c .

Puesto que el límite líquido está relacionado con la cantidad de agua atraída por las partículas de arcilla, y ésta a su vez, con la cantidad de espacios intersticiales de una masa de suelo saturado, que tienen que ver con su capacidad para comprimirse, es posible encontrar alguna correlación entre el límite líquido y el índice de compresibilidad del suelo. Algunos autores han presentado varias ecuaciones para determinar el índice de compresión basándose en dichas correlaciones (Skempton, 1944; Terzaghi y Peck, 1967; Lambe y Whitman 1969; Mayne 1980). Otros autores han obtenido ecuaciones empíricas que proporcionan un valor aproximado del índice de compresibilidad en términos del contenido de agua o la relación de vacíos, y constantes derivadas de datos experimentales. Sin embargo, es deseable hacer intervenir más de una propiedad índice en la determinación de C_c , tal como lo reporta Azout et al 1976.

JUSTIFICACIÓN.

Debido al tiempo que implica el desarrollo de un ensaye de consolidación para obtener el índice de compresibilidad, algunos autores han relacionado este parámetro con propiedades índice, tales como el Límite líquido ω_L , la relación de vacíos in situ e_n y el contenido natural de agua ω_n , las cuales son fácil de obtener. Estas relaciones se presentan tomando en cuenta la región donde se ubica el sitio en estudio así como el tipo de suelo, y son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis de asentamientos aproximados de las estructuras en suelos cohesivos, cuando no se cuenta con resultados de ensayes de consolidación, y por tanto, sirven de base para la toma de decisiones acerca del tipo de cimentación más adecuada.

Partiendo de lo anterior y de que la solución a cada problema de mecánica de suelos que se presenta en la práctica depende de las condiciones en particular del sitio donde se ubica, en este trabajo se estudian correlaciones entre el índice de compresibilidad y propiedades índice para suelos de la zona de Coatzacoalcos-Minatitlán. Lo anterior a fin de dotar de una herramienta práctica al especialista que le permita realizar análisis preliminares de las condiciones de compresibilidad esperadas en la región, esto sin sustituir las pruebas que se deben hacer para obtener un análisis definitivo de dichas propiedades.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Objetivos.

- a) Estudiar el índice de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver. en base a los resultados de más de 240 pruebas de consolidación efectuadas a suelos obtenidos de sondeos geotécnicos existentes, con el fin de obtener correlaciones entre las propiedades índice y el índice de compresibilidad del suelo en estudio,
- b) Analizar la variabilidad de las propiedades de compresibilidad de un suelo en estado inalterado y remoldeado, por medio de pruebas de consolidación en suelos con contenidos de agua correspondiente al límite líquido.

Se considera que al someter un suelo con un contenido de agua correspondiente al límite líquido a un ensaye de consolidación y obtener su curva de compresibilidad, se encontrará la configuración de la curva virgen, debido a que al estar en su límite líquido, se inicia la formación del suelo como tal, teniendo estabilidad bajo su propio peso y sin haber sido sometido a ninguna carga anterior, por lo cual la curva de compresibilidad no presenta el tramo de recompresión.

Partiendo de que las características de compresibilidad de un suelo fino son función de la fisicoquímica de sus partículas y de la historia de esfuerzos a la que ha sido sometido, se busca obtener una correlación del índice de compresibilidad con dos propiedades, en la que se hagan intervenir dichas variables.

Está claro que el límite líquido es una propiedad que depende de las características de las partículas de suelo, en cuanto a composición química, tamaño y superficie, sin hacer intervenir su estructura. Por otro lado, tenemos que, si se prolonga la línea correspondiente al tramo virgen de una curva de compresibilidad y se lleva hasta el punto correspondiente a un estado de esfuerzos x , de tal forma que, al obtener la relación de vacíos en ese estado de esfuerzos lo podamos relacionar con la relación de vacíos correspondiente al Límite líquido, e_L , se puede encontrar una correlación para obtener C_c , donde intervengan las dos variables antes mencionadas.

También se busca encontrar la relación que guarda el coeficiente de compresibilidad con otras propiedades índice del suelo en estudio, tales como el contenido de agua, relación de vacíos, límite líquido y algunas combinaciones; así como otras correlaciones entre diferentes propiedades índice.

Alcances.

Con el fin de acotar el presente trabajo, los alcances se plantean como se listan a continuación:

- Se estudió un suelo constituido principalmente de arcilla, cuyas muestras fueron obtenidas de un sondeo realizado a 18.6 m de profundidad, obteniendo sus propiedades índice y parámetros de compresibilidad, por medio de pruebas de consolidación en muestras inalteradas y remoldeadas pertenecientes a un mismo estrato de suelo fino. Para realizar las pruebas en suelo remoldeado, se llevó a las muestras a su límite líquido y se ensayaron en ese estado, a fin de definir la curva virgen de compresibilidad y se realizaron las comparaciones con las pruebas ejecutadas en muestras de suelo inalteradas.
- Con el fin de contar con suficientes datos para obtener correlaciones más confiables, se analizaron los parámetros de compresibilidad obtenidos de 100 sondeos realizados en la misma entidad estudiada y se realizó un análisis estadístico inferencial de dicha información, a fin de obtener la mejor estimación posible.

En este trabajo se presentan los resultados completos de las propiedades del suelo en estudio y algunas de las gráficas de consolidación y de compresibilidad obtenidas, así como las gráficas de las diferentes correlaciones obtenidas en esta investigación y su comparación con las encontradas en la literatura.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis está dividida en cuatro partes: un marco teórico, el cual se desarrolla en los dos primeros capítulos y presenta algunos conceptos de compresibilidad, así como un resumen de resultados de diferentes autores en donde presentan correlaciones del índice de compresibilidad en función de algunas propiedades índice.

La parte experimental se presenta en el capítulo 3, en donde se hace una descripción del equipo, preparación de las muestras y de los ensayos de laboratorio realizados.

Posteriormente, en el capítulo 4, se presentan los resultados obtenidos de las distintas pruebas ejecutadas, así como la interpretación y comparación entre las curvas de compresibilidad de suelos inalterados con respecto a las obtenidas para los suelos remoldeados,

En el capítulo 5 se hace una descripción de los análisis realizados para encontrar las correlaciones de índice de compresibilidad con las distintas propiedades índice utilizadas, además de una comparación de los modelos obtenidos con las correlaciones existentes, así como el tratamiento estadístico de la información.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones más importantes de la presente investigación, con algunas recomendaciones para dar seguimiento al estudio aquí presentado

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE CONSOLIDACIÓN

La consolidación es el proceso de compresión de un suelo en función del tiempo y en el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos implican la disminución de la relación de vacíos e involucran la actividad físico-química de las partículas sólidas, disminución del contenido de agua, la disipación de la presión de poro en exceso de la hidrostática del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga y cementación. Se rige por el cambio de presiones de poro a presiones efectivas, resultado de una reducción de volumen por la pérdida de agua.

La consolidación es una deformación elastoplástica que resulta de una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento de esfuerzos. La diferencia esencial entre compresión ordinaria y consolidación, es que ésta es una compresión en función del tiempo.

Al aplicar cierta carga a un suelo arenoso limpio saturado, su consolidación será casi instantánea, debido a que el agua con exceso de presión hidrostática no tiene problemas para escapar por las oquedades; sin embargo, si el suelo es una arcilla de baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, debido a que el exceso de agua en los vacíos tomará tiempo para ser expulsada fuera de la capa arcillosa.

El fenómeno de consolidación es explicado por la teoría de Terzaghi, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo antes y durante el proceso permanece saturado ($S_r=100\%$). Los asentamientos por compresión en suelos no saturados, son instantáneos, esto es, independientes del tiempo.
- El agua y los granos del suelo son incompresibles.
- La variación de la compresibilidad se considera como una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen ($a_v=\Delta e/\Delta p$).
- El coeficiente de permeabilidad k es constante. Esto es esencialmente cierto in situ, pero en el laboratorio puede haber grandes errores asociados con esta suposición, los cuales tienden a producir error en el cálculo del tiempo para que ocurra el asentamiento.
- La ley de Darcy es válida ($v = ki$).
- La temperatura permanece constante durante el proceso. Un cambio en la temperatura entre 10 y 20° C (temperaturas típicas del campo y del laboratorio respectivamente) producen un cambio en la viscosidad del agua alrededor del 30%. Es importante que el ensaye de laboratorio sea ejecutado a una temperatura conocida o preferiblemente a la temperatura in situ.
- La consolidación es unidimensional (vertical), esto es, que no hay flujo lateral del agua o movimiento lateral del suelo. Esto es totalmente verdadero en los ensayos de laboratorio y parcialmente verdadero in situ.
- Las muestras que se prueban en el laboratorio son inalteradas. Este es un problema serio en el que no importa cuan cuidadosamente haya sido tomada la muestra, siempre se descarga de su presión in situ. Además, la presión hidrostática de poro, debida al nivel de agua freática generalmente se pierde. En los suelos sensitivos pueden resultar serios errores; en otros suelos, los efectos pueden ser mucho menores. La interpretación cuidadosa de la información puede reducir el efecto de los errores debidos al efecto del muestreo.

Después de cierto tiempo de estar actuando las cargas de deposición en un suelo, se alcanza un estado de equilibrio dentro de su estructura y la compresión se termina. De esta manera, el suelo se

considera totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzos constante. Al suelo en el cual las condiciones actuales se encuentran bajo una presión de consolidación final o extrema, se le llama normalmente consolidado. Por otro lado, si un suelo cuya sobrecarga actual a la cual está sometido es inferior a la presión extrema de consolidación que soportó en algún tiempo anterior, se dice que dicho suelo está preconsolidado.

1.2 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE COMPRESIBILIDAD.

En general, los suelos se componen por tres fases: sólida, líquida y gaseosa; la primera de ellas está compuesta por partículas de minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo. Esta estructura forma oquedades que son ocupadas por las otras dos fases.

La compresión en los suelos se da principalmente como una función de la reducción de su volumen de oquedades, debido a que la reducción de volumen a causa de la compresión de las partículas sólidas o del agua es tan pequeña que para propósitos prácticos puede omitirse. La reducción del volumen de oquedades se da debido al movimiento relativo que tienen los granos sólidos de la estructura del suelo, al ser forzados a ocupar una posición más estable. De esta forma la compresibilidad de los suelos está en función de la facilidad con la cual los granos sólidos pueden cambiar de posición.

Todos los suelos experimentan deformación a consecuencia de un cambio en las condiciones de esfuerzo. Si las oquedades del suelo están en su totalidad llenas de agua, es decir, si se trata de un suelo saturado, la compresión del suelo se dará como resultado del escape del agua contenida en las oquedades. La compresión gradual de un suelo bajo tales condiciones, cuando actúan sobre él fuerzas gravitatorias tales como las producidas por la misma deposición de los estratos o las estructuras levantadas sobre el suelo, se le llama consolidación.

Tenemos entonces que la compresibilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición, debido al tipo y rigidez de la estructura de suelo; entendiendo que la estructura del suelo se define, no sólo como el arreglo geométrico de sus componentes, sino como el enlace entre las partículas.

Las características más importantes de compresibilidad de un suelo son el *índice de compresibilidad* C_c , que se relaciona con cuanta compresibilidad por consolidación tendrá lugar en el suelo y el *coeficiente de consolidación* C_v , que se relaciona con el tiempo en que tendrá lugar una determinada cantidad de consolidación. Estos parámetros se suelen determinar a partir de pruebas de consolidación, usando un aparato llamado odómetro. Así, mediante los ensayos de consolidación, se pueden obtener los datos necesarios para construir una curva de compresibilidad, la cual nos proporcionará la información necesaria sobre el comportamiento de compresibilidad de un suelo.

Los resultados de un ensayo de consolidación se presentan en forma de curvas de asentamiento (o lecturas del micrómetro) contra el tiempo y de la relación de vacíos e contra log. de la presión, o la deformación contra log. de la presión. Algunas veces se utiliza un gráfico de e contra p , en lugar de los gráficos semilogarítmicos.

El gráfico semilogarítmico de e contra log p ó ε contra log p , para suelos cohesivos inalterados, tienen las siguientes características:

1. La rama inicial de la curva tiene una pendiente relativamente plana (debido principalmente a que la carga inicial constituye un incremento de presión muy pequeño, que resulta menor que su sobre-carga in situ y debido también a la expansión del suelo por pérdida de la sobre-carga del sitio, lo cual siempre ocurre durante la recuperación de la muestra).
2. A una presión muy cercana a la sobrecarga in situ (p_0), la gráfica es muy curva y con más pendiente. Para arcillas relativamente no sensitivas, la curva presenta menor pendiente que para arcillas sensitivas.
3. Más allá del punto p_0 , la gráfica es aproximadamente lineal para arcillas no sensitivas. Para arcillas sensitivas, la curva exhibe alguna concavidad. Esta pendiente, relativamente fuerte y la característica de concavidad, puede obedecer en parte a un colapso de la estructura a una presión mayor que p_0 .
4. Si se carga a alguna presión, p_1 , una muestra de suelo inalterada, el proceso de descarga y recarga hace que las curvas formen una curva de histéresis. Se ha encontrado que la curva de recarga toma consistentemente la forma general de la parte inicial de la curva de carga. Cuando

el ciclo nuevo de recarga excede de p_1 , la curva de recarga llegará a ser una extensión aproximada de la curva original de carga.

5. Se ha encontrado que un suelo remoldeado siempre produce una curva de compresión tipo virgen con las siguientes características.
 - a. Esta curva siempre presenta una pendiente regular, pero menor que la de las muestras inalteradas, probablemente debido a que la estructura es más orientada.
 - b. Cuando las muestras remoldeadas se descargan, las curvas de histéresis se forman tal como en el caso de las muestras inalteradas.
6. La forma de la curva de compresibilidad $e-p$ depende de la historia de carga del suelo.
7. Durante la deposición normal de un suelo se obtiene la curva virgen de compresibilidad.

1.3 ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS

De acuerdo con la definición dada por Terzaghi en 1941, una arcilla es normalmente consolidada si nunca ha estado bajo una presión mayor que la presión efectiva de sobrecarga existente. Una arcilla en estas condiciones puede ser representada por el punto b de la curva a-c en la figura 1.1. Si la presión efectiva existente es menor que la máxima presión efectiva a la cual la arcilla ha estado sujeta en el pasado, se dice que esta sobreconsolidada, lo que se puede representar en la misma figura por el punto d.

Según pruebas de laboratorio y experiencias en campo, es bien conocido que la consolidación causada por un incremento en la presión actuante en una arcilla normalmente consolidada, es mucho más grande que la expansión causada por un decremento de igual magnitud en la misma arcilla. Así, las dos arcillas en los puntos b y d, las cuales están bajo la misma presión efectiva y son en todos aspectos idénticas excepto por su historia de consolidación, tendrán diferentes relaciones de vacíos, y por lo tanto, diferente comportamiento en cuanto a su compresibilidad. Sin embargo, para construir una curva de compresibilidad, es necesario establecer que cualquier muestra en particular es normalmente consolidada.

Para definir si una arcilla es normalmente consolidada, en pocas ocasiones se puede deducir del conocimiento de las condiciones de formación que se tengan, ya que en general se debe someter a la muestra de suelo a una prueba en el odómetro.

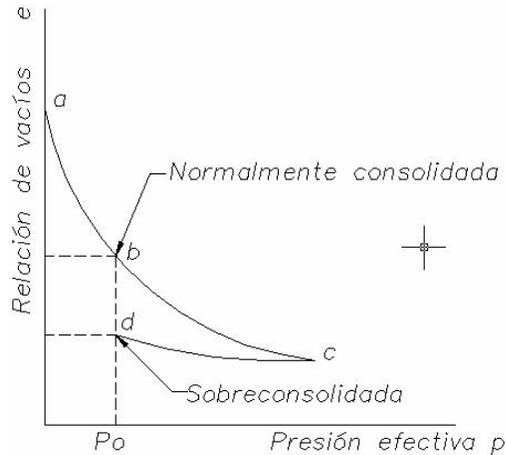


Fig. 1.1 Arcilla normalmente y preconsolidada (Skempton 1970).

Para arcillas normalmente consolidadas, las curvas e - $\log p$ muestran una fuerte curvatura aproximadamente a la presión de sobrecarga que ha estado actuando en la muestra en condiciones de campo, tal como lo muestra la figura 1.2. Además, es posible definir los límites superior e inferior de esta presión mediante ensayos de laboratorio. El límite superior, indicado por P_c en la figura 1.2, se encuentra mediante una simple construcción gráfica propuesta por Casagrande (1936), quien definió la presión P_c como la carga de preconsolidación. El límite inferior indicado por P_i en la figura, se encuentra extendiendo la porción lineal de la curva e - $\log p$ hasta cortar con la línea que representa la relación de vacíos e_n . Si la arcilla es sobreconsolidada, entonces las presiones P_i y P_c son mayores que la presión existente de sobrecarga P_0 , pero si la arcilla es normalmente consolidada, P_0 estará generalmente entre P_i y P_c .

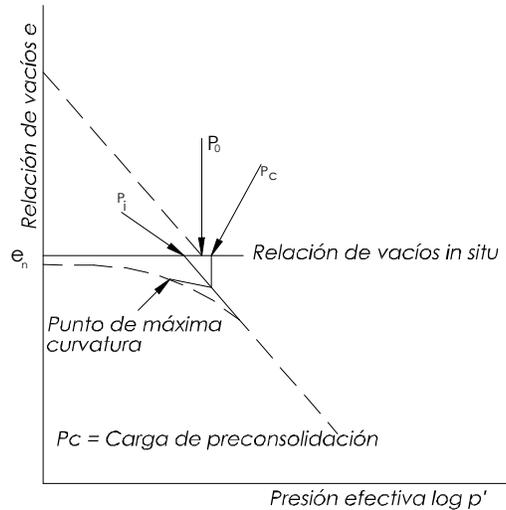


Fig. 1.2 Resultados típicos de un ensaye de consolidación en arcillas normalmente consolidadas (Skempton 1970).

1.4 LÍMITES DE ATTERBERG

En 1911 Atterberg introdujo el límite líquido y el límite plástico como una medida empírica del grado de plasticidad de las arcillas. En 1926, Terzaghi utilizó estas propiedades para fines de clasificación y con modificaciones de Casagrande, en 1932, las pruebas para su obtención fueron estandarizadas internacionalmente.

En resumen, el límite líquido es el contenido de agua en el cual el suelo en estado remoldeado pasa de una condición plástica a casi líquida y el límite plástico es el contenido de agua en el cual el suelo pasa de un estado plástico a una condición frágil.

Los límites de Atterberg tienen dos ventajas. En primer lugar, reflejan la cantidad y el tipo de mineral contenidos en una arcilla (Skempton 1953) y son, por lo tanto, función de tales propiedades, así como de la capacidad de cambio de cationes y la superficie total de las partículas (Farrar y Coleman 1967). Por otro lado, los límites de Atterberg son expresados como un contenido de agua, por lo que el contenido natural de agua de una arcilla puede ser comparado directamente con éstos mediante una relación definida como índice de liquidez (LI). El índice de liquidez indica la proximidad del suelo natural al límite líquido.

$$LI = \frac{\omega_n - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} \quad 1.4.1$$

donde: ω_n = contenido natural de agua
 ω_p = límite plástico
 ω_L = límite líquido

Por otra parte, el índice de plasticidad ($PI = \omega_L - \omega_p$) indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica.

Para gran variedad de arcillas normalmente consolidadas, el índice de liquidez cae dentro de un rango estrecho de valores a cualquier presión efectiva dada, sin embargo, el correspondiente contenido de agua de las arcillas puede variar en un rango amplio. La importancia del índice de liquidez se observa en el ejemplo de la fig. 1.3, en donde dos muestras a diferentes profundidades tienen el mismo contenido de agua; al no conocerse los límites de Atterberg, se podría inferir que la mayor presión que actúa en la muestra más profunda no ha causado una compactación adicional. Es probable sin embargo, que el límite líquido de la muestra más profunda fuera mayor que la muestra superior y el índice de liquidez decrecería con la profundidad.

Por lo tanto, aunque los límites de Atterberg no dan información de la estructura de la arcilla o de su resistencia, éstos son de gran valor. La mayoría de las arcillas normalmente consolidadas tienen un alto contenido de agua y a grandes profundidades muestran una sensibilidad muy marcada, definida como la relación de resistencia inalterada y remoldeada.

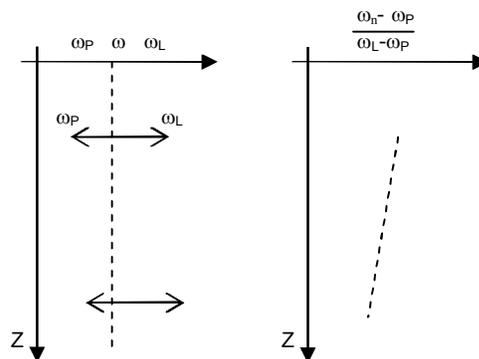


Fig. 1.3 Contenido natural de agua, límites líquido y plástico e índice de liquidez para dos muestras a diferentes profundidades (Skempton 1970)

1.5 ASPECTOS TEÓRICOS DE LA CURVA VIRGEN DE COMPRESIBILIDAD.

Cuando las arcillas son depósitos lacustres recientes, tienen una alta relación de vacíos, la cual se puede representar por el punto a de la figura 1.1. Como con el paso del tiempo la deposición continúa, el esfuerzo efectivo de sobrecarga se incrementa y la arcilla se comprime hasta llegar a los puntos b o c de la misma figura. La curva formada por la relación de vacíos e - esfuerzo efectivo p se conoce como curva de compresión por sedimentación o curva virgen de compresibilidad para esas arcillas.

Los suelos arcillosos se caracterizan por ser altamente compresibles y debido a su potencia capilar, generalmente se encuentran saturados en la naturaleza.

En los sedimentos lacustres y marinos, la arcilla en general empieza a adquirir consistencia cuando su contenido de agua se reduce por la carga de otros sedimentos y alcanza el límite líquido. Así pues, si se toma una muestra de un suelo arcilloso remoldeado y se coloca una probeta de éste en el odómetro con un contenido de agua igual al límite líquido, entonces podrá efectuarse una prueba de compresibilidad empezando con una consistencia relativa $C_r=0$. La experiencia muestra que en la mayoría de los casos la curva de compresibilidad resulta una línea recta en escala semi-logarítmica; esta línea se le conoce como curva virgen de compresibilidad. Al aumentar la carga el material se comprime a oquedades más bajas, aumentando consecuentemente la consistencia relativa y haciéndose cada vez menos compresible; la pendiente de la curva que define el coeficiente de compresibilidad, se reduce. Si durante el proceso de carga, al llegar a un esfuerzo efectivo p_1 el material se descarga y luego se recarga, se obtienen ciclos de histéresis. La curva de recarga no vuelve a alcanzar la curva virgen que representa una carga siempre creciente y la cual consolida al material normalmente. Sin embargo, durante el proceso de reaplicación de la carga al llegar al esfuerzo en las cercanías del punto para el cual el material fue descargado, la curva de compresibilidad sufre una deflexión. Para esfuerzos mayores, la curva sigue por abajo y aproximadamente paralela a la que hubiese sido la curva virgen (Zeevaert 1984).

Las curvas de compresibilidad se construyen a partir de pruebas de odómetro, en las cuales un espécimen de suelo se restringe lateralmente y es cargado axialmente con incrementos de esfuerzos totales. Cada incremento de esfuerzos se mantiene hasta que el exceso en la presión de poro del agua contenida en el suelo se disipa completamente. Durante el proceso de consolidación se toman

medidas del cambio de altura del espécimen y este dato se usa para determinar la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación, con lo cual se obtiene el coeficiente de compresibilidad.

En una curva de compresibilidad de un suelo preconsolidado, la curva virgen antes del punto de preconsolidación representa la trayectoria de consolidación del suelo durante el proceso de deposición natural de las capas o estratos superiores. La curva virgen de compresibilidad representa la trayectoria en la cual el suelo está sometido únicamente a cargas que no había soportado durante ninguna etapa anterior.

Un suelo completamente remoldeado pierde todas las características de su estructura natural. Cuando se carga en un ensayo de compresión, las partículas, que generalmente tienden a estar en un estado de estructura dispersa, son forzadas a juntarse aún más, resultando una curva suave de relación de vacíos contra presión. Un suelo remoldeado no puede utilizarse para obtener la presión de preconsolidación; de aquí que la precisión de la presión de preconsolidación medida depende mucho del grado de remoldeo de la muestra del suelo.

MARCO TEORICO

2.1 INTRODUCCIÓN

Dado el tiempo que se requiere para el desarrollo de una prueba de compresibilidad en suelos finos saturados para obtener C_c , es deseable relacionar el índice de compresibilidad del suelo con algunas propiedades índice que sean fácilmente determinadas.

El cambio de volumen de los sedimentos finos depende de la proporción relativa de las partículas de limo y arcilla, las cuales en su conjunto forman una estructura con gran relación de vacíos. El tamaño de las partículas coloidales (arcillas) con gran relación de área por unidad de masa tiene la habilidad de atraer cantidades considerables de agua, la cual rige el tiempo en el que tiene lugar la consolidación.

Puesto que el límite líquido es una medida del agua atraída por las partículas de arcilla, se puede encontrar alguna correlación entre este parámetro y el índice de compresión del suelo, así como con la relación de vacíos. Numerosos estudios se han reportado en la literatura relacionando una propiedad derivada de otra propiedad física fácilmente determinada, tal como el límite líquido y la relación de vacíos. Las relaciones han sido calculadas a través de procedimientos estadísticos o por otros métodos, como ajuste de curvas. Al parecer se ha puesto mayor interés en establecer una

función para obtener el índice de compresión con las propiedades índice y relaciones de peso y volumen de los suelos.

Entre las ecuaciones más ampliamente aceptadas y usadas para estimar el índice de compresibilidad están la de Skempton 1944, Terzaghi y Peck 1967, Lambe y Whitman 1969, Nishida y Hough 1957 y Mayne 1980. A excepción de la de Skempton, estas ecuaciones están generalmente pensadas para ser aplicadas de forma universal a arcillas inorgánicas normalmente consolidadas. Otras ecuaciones se pueden utilizar solamente para suelos de ciertas áreas regionales. Excepto por la idea de que C_c y ciertas propiedades índice de los suelo están de alguna manera relacionadas, las ecuaciones mencionadas no tienen bases lógicas para justificar su desarrollo. En lo concerniente a las relaciones entre C_c y otras propiedades del suelo, Nishida estableció (1952) que “las relaciones han sido introducidas solo por la impresión de los resultados de las pruebas, sin tener bases teóricas”.

Las curvas $e - \log p$ para sedimentos de arcilla según Lambe y Whitman (1969), muestran que la relación de vacíos de equilibrio depende tanto del límite líquido como de la presión de sobreconsolidación. Según los reportes hechos por Lambe y Whitman, los sedimentos de arcilla presentan una relación lineal entre la relación de vacíos de equilibrio y el límite líquido bajo una presión constante; este dato implica que el límite líquido relaciona factores que tienen un efecto significativo en el comportamiento del cambio de volumen para sedimentos de arcilla; de esta manera el ω_L puede ser un parámetro para calcular los asentamientos. Los datos del análisis de los sedimentos de arcilla permiten determinar una ecuación que considera tanto el límite líquido como el incremento de presión para calcular la relación de vacíos y por tanto los asentamientos.

2.2 ECUACIONES DEL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD

Correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índice del suelo, con bases justificables para su desarrollo, existen relativamente pocas. El resto de las ecuaciones son aplicables solamente a ciertas regiones. El índice de compresión representa la pendiente de la curva relación de vacíos e -logaritmo de esfuerzo efectivo p . Algunas ecuaciones empíricas permiten dar un valor aproximado del índice de compresión en términos del límite líquido, contenido natural de agua o la relación de vacíos in situ y constantes derivadas de datos experimentales.

Skempton realizó pruebas de consolidación en muestras de suelo remoldeadas para diferentes tipos de arcillas con un contenido de agua inicial cercano al límite líquido. La relación resultante entre el índice de compresión y el límite líquido fue la siguiente:

$$C'_c = 0.007 (\omega_L - 10) \quad 2.2.1$$

En la cual C'_c corresponde a la pendiente de la curva virgen de compresibilidad del suelo remoldeado.

Posteriormente Terzaghi y Peck sugirieron, basados en trabajos de Skempton y otros, que la ecuación anterior fuera modificada para usarse con arcillas normalmente consolidadas de media o baja sensibilidad. Ellos encontraron que C_c para arcillas normalmente consolidadas es aproximadamente 1.3 veces el valor del C'_c remoldeado. La relación resultante fue la siguiente:

$$C_c = 0.009 (\omega_L - 10) \quad 2.2.2$$

Basado en consideraciones de esfuerzo-deformación y en la pendiente de las curvas de compresibilidad, Nishida desarrollo la siguiente ecuación:

$$C_c = 1.15 (e_r - e_0) \quad 2.2.3a$$

Nishida definió e_0 como la relación de vacíos antes de aplicar presión y e_r como la relación de vacíos donde se mide el índice de compresión en la porción virgen de la curva de compresibilidad. Asumiendo que $e_0 = 0.35$ (relación de vacíos para partículas esféricas rígidas uniformes en su empaque más cerrado) y sustituyendo este valor en la ecuación 2.2.3a, Nishida obtiene la siguiente expresión:

$$C_c = 1.15 (e_r - 0.35) \quad 2.2.3b$$

Nishida se refiere a la ecuación 2.2.3b como la relación fundamental del índice de compresibilidad y la relación de vacíos, y establece que puede ser usada para cualquier tipo de suelo, expresando la ecuación 2.2.3b en términos de la relación de vacíos natural (e_n) como sigue:

$$C_c = 0.54 (e_n - 0.35) \quad 2.2.3c$$

Hough reconoció que la curva virgen para especímenes de diferentes tipos de suelo exhibe un patrón de convergencia, lo cual indica de forma general que la compresibilidad varía con la relación de vacíos inicial (el hecho de que las curvas vírgenes remoldeadas para un suelo dado convergen en un punto, es actualmente bien conocido). Schumertmann encontró que la relación de vacíos para el punto de convergencia es aproximadamente igual a $0.4 e_n$. Hough realizó ensayos en especímenes remoldeados de diferentes tipos de suelos y encontró que existe una relación lineal entre C_c y e_r que se puede expresar de la forma:

$$C_c = a (e_r - b) \quad 2.2.4$$

En base a información disponible, Hough concluye que el término a de la ecuación 2.2.4, el cual representa la pendiente, es dependiente principalmente de la forma de las partículas, tamaño y graduación. Él también concluye que el término b es aparentemente una aproximación cercana de la relación de vacíos mínima obtenida bajo circunstancias normales. Hough ha señalado que C_c alcanza un valor de cero cuando la curva de compresibilidad se vuelve asintótica a relaciones de vacíos igual al valor mínimo y no a cero. Hough determinó valores de a y b para estimar el C_c de varios tipos de suelos.

Cozzolino utilizó datos de pruebas limitados para encontrar una relación estadística entre C_c y e ó ω_L y concluyó que no existía una relación estadística significativa en ambas combinaciones. Posteriormente, Cozzolino procedió a aplicar métodos de regresión múltiple y encontró que C_c puede ser expresado en función de ambas variables.

Azzouz y colaboradores compararon sus resultados de regresión de pruebas de consolidación con los resultados empíricos de anteriores investigadores. Estos han mostrado que C_c se expresa en términos de la relación de vacíos in situ e_n por medio de simples modelos de regresión lineal y la introducción de otras variables tales como ω_L no mejora significativamente la aproximación de la ecuación resultante. Así, su trabajo apoya el trabajo teórico de Nishida de 1956. La selección de variables independientes en su estudio fue realmente arbitraria.

Lambe y Whitman concluyeron, sin embargo, basados en datos de pruebas disponibles para diferentes tipos de suelos finos naturales, que cualquier relación entre los límites de Atterberg y C_c es sólo una aproximación. *Refiriéndose a la ecuación de Skempton, Nishida establece que*

“algunos suelos no obedecen la tendencia ya que los coeficientes deben ser determinados para cada tipo de suelo en el cual C_c va a ser estimado”.

Los trabajos reportados posteriormente por Azzout Et Al (1976), indican que se puede obtener una correlación más confiable de coeficientes con bajos errores cuando se incluyen más de una propiedad índice para la determinación de dicho coeficiente. Dos de las ecuaciones reportadas por Azzout et al son las siguientes:

$$C_c = 0.37 (e_n + 0.003 \omega_L - 0.34) \quad 2.2.5$$

$$C_c = 0.009\omega_h + 0.002 \omega_L - 0.14 \quad 2.2.6$$

Estas ecuaciones tienen un coeficiente de correlación de 0.86 y 0.81, con errores aproximados de 0.074 y 0.085 respectivamente.

Herrero en 1983 reportó la siguiente relación (*Al-Khafâji et al, 1992*):

$$C_c = 0.141 G_s \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right)^{1/5} \quad 2.2.7$$

2.3 COMPARACIÓN DE DATOS DE DIFERENTES AUTORES

En esta sección se analiza la información que nos dan los datos de pruebas de consolidación junto con las propiedades índice del suelo de tres fuentes (Lambe y Whitman 1969; Herrero 1980; Mayne 1980).

En la tabla 2.1 se listan una serie de ecuaciones empíricas que nos presentan diferentes autores para predecir el índice compresibilidad. Estas ecuaciones relacionan al índice de compresión con una variable, ya sea el límite líquido, contenido natural de agua, o relación de vacíos in situ y la mayoría de éstas son de forma lineal. Las cinco ecuaciones que relacionan el índice de compresión en función de límite líquido se presentan en la sección a de la tabla 2.1. El valor más conservador (el mayor) de C_c es el dado por la expresión de Terzaghi y Peck en 1967, ecuación 2.2.2.

Los valores dados por Cozzolino, $C_c = 0.0046 (\omega_L - 9)$, en 1961, son mucho más pequeños, por lo que no es muy recomendable el uso de esta expresión, excepto en los casos en que se tengan datos de que exista una buena correlación de estos valores con los calculados mediante los ensayos de consolidación correspondientes. Al ver la gráfica de resultados, se observa gran dispersión, lo cual puede ser debido a la variación en la cantidad de materia orgánica contenida en las muestras ensayadas. El trabajo experimental de Al-Khafaji (1979) ha mostrado que el índice de compresión para suelos orgánicos depende en gran medida de la presión de consolidación y el contenido de materia orgánica.

En las cinco ecuaciones de la sección (b) de la tabla 2.1 se utiliza el contenido natural de agua para predecir el índice de compresión.

Nótese que estas ecuaciones son muy similares, probablemente debido a la gran aproximación con la cual el contenido de agua puede ser medido y comparado con el límite líquido y relación de vacíos. Esto no explica la variación de los valores del índice de compresión observados para un mismo contenido de agua. Herrero reportó en 1980 resultados tanto para suelos parcialmente saturados como para suelos saturados usando el contenido de agua, lo cual nos sugieren que el contenido de agua debe ser utilizado para calcular el índice de compresibilidad solamente en suelos saturados.

Las cinco ecuaciones de la tabla 2.1-sección (c), nos dan un valor aproximado del índice de compresión con base en la relación de vacíos in situ, de acuerdo a la información dada por Lambe y Whitman (1969) y Herrero (1980). Las diferencias entre las cinco ecuaciones son de mediana importancia. Para relaciones de vacíos mayores a 0.5, las ecuaciones $C_c = 0.54 (e_n - 0.35)$ (Nishida 1956) y $C_c = 0.35 (e_n - 0.5)$ (Hough 1957), presentan los valores mayor y menor del índice de compresión, mostrando una gran diferencia. La fórmula de Nishida presenta los mejores resultados para el rango general de la relación de vacíos; quien recomienda la primera ecuación de la sección (c) en la tabla 2.1 mejor que la expresión 2.2.3a.

Como ya se explicó anteriormente, esta ecuación es atribuida al mismo Nishida por varios autores (Azzouz et al. 1976; Koppula 1981; Herrero 1980), la cual da valores irrazonablemente conservadores para el índice de compresión.

Algunos parámetros del suelo dados con ciertos modelos en particular, proporcionan una correlación aceptada con los datos publicados para suelos de baja a mediana plasticidad. Las ecuaciones basadas en el contenido de agua no son muy confiables, debido a que el contenido de agua usado para el cálculo del índice de compresibilidad no siempre corresponde al de la saturación.

La ecuación de Nishida para estimar el índice de compresibilidad es la que da la mejor correlación con los datos obtenidos por medio de las pruebas correspondientes. Cozzolino presenta una ecuación que da los valores más altos para bajas relaciones de vacíos.

Tabla 2.1. Ecuaciones para la predicción del índice de compresibilidad C_c (Al-Khafaji et al, 1992)

ECUACION	APLICACIONES	AUTOR DE LA CORRELACIÓN
(a) $C_c = f(\omega_L)$		
$C_c = 0.007 (\omega_L - 7)$	Arcillas remoldeadas	Skempton (1994)
$C_c = 0.0046 (\omega_L - 9)$	Arcillas de brasil	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.009 (\omega_L - 10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck (1967)
$C_c = 0.006 (\omega_L - 9)$	Todas las arcillas con límite líquido menor de 100%	Azzouz et al. (1976)
$C_c = (\omega_L - 13)/109$	Todas las arcillas	Mayne (1980)
(b) $C_c = f(\omega_n)$		
$C_c = 0.85 \sqrt{(\omega_n/100)^3}$	Lodos finos y arcillas	Helene Lund (1951)
$C_c = 0.0115 \omega_n$	Suelos orgánicos, turbas, limos orgánicos y arcillas	Moran et al. (1958)
$C_c = 0.01 (\omega_n - 5)$	Todas las arcillas	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.01 \omega_n$	Todas las arcillas	Koppula (1981)
$C_c = 0.01 (\omega_n - 7.549)$	Todas las arcillas	Herrero (1983)
(c) $C_c = f(e_n)$		
$C_c = 0.54 (e_n - 0.35)$	Todas las arcillas	Nishida (1956)
$C_c = 0.29 (e_n - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos, arcillas y limos	Hough (1957)
$C_c = 0.35 (e_n - 0.50)$	Suelos granulares con finos orgánicos, limos orgánicos y arcillas	Hough (1957)
$C_c = 0.43 (e_n - 0.25)$	Arcillas de Brasil	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.75 (e_n - 0.50)$	Suelos de baja plasticidad	Sowers (1970)
$C_c = 1.21 + 1.055 (e_n - 1.87)$	Arcillas jaspeadas de la ciudad de San Paulo	

Existen múltiples parámetros índice del suelo para la predicción del índice de compresibilidad, como el límite líquido, que es una propiedad del material que depende a su vez del tipo de suelo, del contenido natural de agua, el tamaño de sus partículas y las características de superficies de dichas partículas; existen otros parámetros más relacionados a la compresibilidad, tales como la relación de vacíos, que se liga a la presión de consolidación existente, así como con el peso específico relativo de los suelos (G_s). Esto es especialmente cierto cuando se trata con suelos orgánicos en los cuales la curva $e - \text{Log. } p$ es lineal.

De las relaciones presentadas sólo restaría determinar cuál de ellas es la más adecuada para calcular el índice de compresión de cada sedimento de arcilla en particular. La intención del presente estudio es obtener relaciones lineales entre C_c y otras propiedades índice que sean fácilmente determinadas, sin la necesidad de ejecutar pruebas de consolidación en suelos cohesivos, para nuestro sitio en estudio.

2.4 COMPRESIBILIDAD INTRÍNSECA DE SUELOS FINOS

En esta sección se presentan correlaciones entre la compresibilidad intrínseca y características índice de suelos finos, reportadas por B. Cerato et al (2003). Según esta investigadora, *resultados obtenidos de la literatura y de un extenso programa de pruebas de laboratorio muestran que se pueden encontrar buenas correlaciones entre el índice de compresión intrínseco, C^*_c , y la relación de vacíos a un esfuerzo efectivo de consolidación de 100 kPa, e^*_{100} , con el Límite líquido, ω_L , Índice de Plasticidad, PI y el Índice de contracción, CI . La superficie específica de las partículas también es un factor importante que ejerce una fuerte influencia en la compresibilidad intrínseca de los suelos.*

Las propiedades intrínsecas de los suelos finos pueden ser un esquema valioso para entender el comportamiento de los depósitos naturales (Burland 1990, Chandler 2000). Una de estas propiedades es la compresibilidad intrínseca, término que fue introducido por Burland (1990) para describir el comportamiento de consolidación unidimensional de suelos remoldeados. Las características intrínsecas de un suelo son evaluadas en su estado remoldeado, con un contenido de agua mayor al del límite líquido, de tal forma que toda la memoria de la estructura del suelo es

removida. En efecto, cualquier prueba desarrollada en un suelo remoldeado, mezclado a un contenido de agua inicial muy arriba del ω_L , puede decirse que posee comportamiento “intrínseco”. Las propiedades intrínsecas pueden ser usadas como referencia para evaluar el comportamiento inalterado de suelos naturales, y por lo tanto, puede determinarse la influencia de la estructura del suelo en su comportamiento resultante. En la ausencia de pruebas de consolidación para medir la compresibilidad intrínseca, Burland (1990) sugirió que las propiedades de compresión intrínsecas podrían ser estimadas a partir de la relación de vacíos en el límite líquido, e_L , para lo cual se requiere medir el límite líquido y el peso específico relativo de los sólidos.

En esta sección se presentan correlaciones entre la compresibilidad intrínseca y otras propiedades de los suelos finos encontradas por B. Cerato, et al. También se considera la influencia de la superficie específica de las partículas en la compresibilidad intrínseca.

Compresibilidad Intrínseca

Burland (1990) introduce el concepto de propiedades “intrínsecas” para describir las características de resistencia y deformación de arcillas reconstituidas que pueden ser usadas como marco de referencia para interpretar las correspondientes características de un sedimento natural de arcilla. Las propiedades de arcillas reconstituidas son llamadas “intrínsecas” ya que éstas son inherentes al suelo e independientes de su estado natural. Esto significa que las propiedades intrínsecas deberían ser solamente relacionadas a la composición del suelo y su constitución, y no ser influenciadas por la estructura del mismo. De hecho, lo mismo se puede decir de una propiedad índice, tal como el ω_L . La línea de compresión intrínseca (ICL) fue definida por Burland (1990) como la pendiente de la curva de compresibilidad (e -log p') de una muestra de arcilla reconstituida con un contenido de agua inicial de 1.25 a 1.5 veces el límite líquido. La pendiente de ICL es evaluada entre un esfuerzo efectivo de 100 y 1000 kPa, y fue definida por Burland como el índice de compresión intrínseco C^*_c y se obtiene de la forma:

$$C^*_c = e^*_{100} - e^*_{1000} \quad 2.4.1$$

Burland también definió la relación de vacíos a un esfuerzo efectivo de 100 kPa como e^*_{100} . Por lo tanto, puesto que C^*_c define la pendiente y e^*_{100} define la posición o localización de ICL en la curva de compresibilidad, la ICL puede ser construida para cualquier suelo simplemente estimando C^*_c y

e^*_{100} . Con el fin de ayudar al ingeniero, en el caso de que no se puedan realizar pruebas de consolidación en una muestra de suelo remoldeada para medir directamente la ICL, Burland presentó correlaciones empíricas para estimar C^*_c y e^*_{100} a partir de la relación de vacíos en el límite líquido, e_L , ésta se obtiene de la forma: $e_L = G_s \cdot \omega_L$ (donde G_s = peso específico relativo de sólidos). Lo anterior es preferible a usar solamente el límite líquido, razonando que e_L era un mejor parámetro, ya que dos suelos con el mismo ω_L podrían tener diferente valor de G_s y por lo tanto, diferente valor de e_L . El volumen de datos de pruebas de consolidación usado por Burland (1990) fue obtenido de estudios tan antiguos como el presentado por Terzaghi (1927).

Se han desarrollado algunas correlaciones previas entre el índice de compresibilidad de suelos remoldeados y otras propiedades índice. Entre éstas se incluyen correlaciones de C_c con: Límite líquido, ω_L (Skempton 1944; Azzouz et al. 1976; Hirata et al. 1990); Índice de plasticidad, PI (Mayne 1980; Nadase et al. 1988; Kulhawy y Mayne 1990); Índice de contracción CI (Sridharan et al. 2000) y Contenido natural de agua, ω_n (Helenelund 1951; Azzouz et al. 1976; Krizek et al. 1977; Coutinho et al. 1998).

Revisión de la Literatura.

Aunque el concepto de compresibilidad intrínseca fue introducido por Burland en 1990, algunas investigaciones previas han evaluado el comportamiento de consolidación unidimensional de suelos finos remoldeados. B. Cerato, et al, realizaron una intensiva revisión de la literatura para recopilar resultados previos a fin de conformar una base de datos extensa. Los datos recopilados incluyen arcillas naturales y “artificiales” con mineralogía singular.

Coefficiente de compresibilidad intrínseco C^*_c

La figura 2.1a presenta correlaciones entre C^*_c y varias propiedades índice para los datos de depósitos naturales recopilados. El rango de propiedades índice indicado en la figura 2.1a es similar al que usó Burland en 1990 y se considera representativo del rango esperado en arcillas naturales alrededor del mundo. Estas correlaciones son significativamente marcadas y cualquiera es suficientemente adecuada para estimar C^*_c . Sin embargo, se debe recordar que e_L y PI, requieren de la determinación de dos parámetros. Resultados similares para arcillas artificiales se muestran en la fig. 2.1b. El rango de sus propiedades índice, entre las que se encuentran algunas montmorilonitas,

es mucho más amplio que para las arcillas naturales; sin embargo, se puede observar que la correlación sigue siendo buena. La falta de datos de e_L en la figura 2.1b se debe a que la mayoría de investigadores simplemente no han determinado o reportado el peso específico relativo de sólidos.

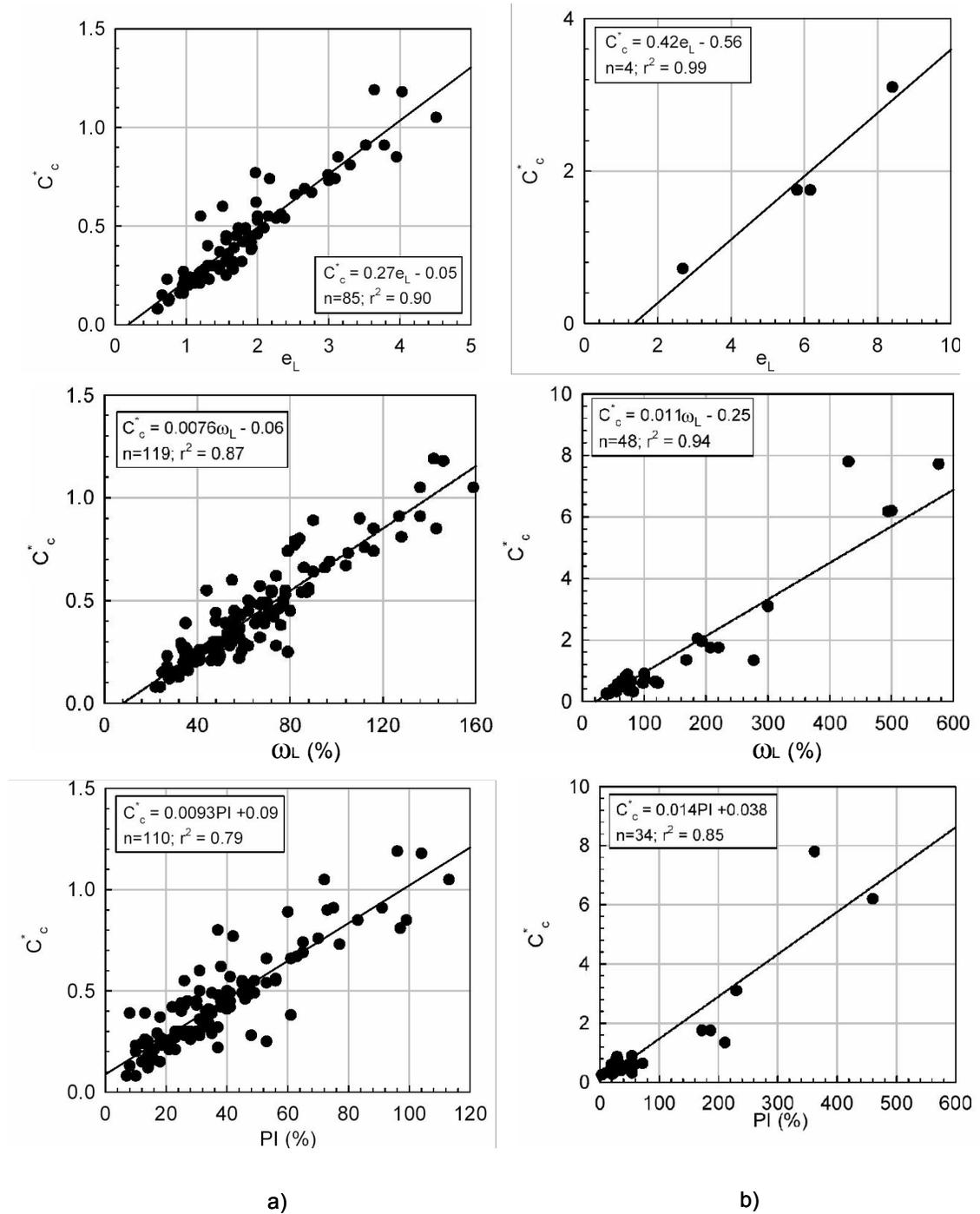


Fig. 2.1 Correlaciones entre C^*c y propiedades índice de arcillas a) naturales y b) artificiales de datos recopilados (Cerato et al 2003).

Relación de vacíos a un esfuerzo de 100 kPa, e^*_{100}

Las figuras 2.2 a) y b) presentan correlaciones entre e^*_{100} y varias propiedades índice para suelos artificiales y naturales obtenidos de la literatura. Estos resultados son similares a los presentados en las figuras 2.1 a) y b) e indican que hay correlaciones razonablemente firmes entre e^*_{100} y e_L , PI y ω_L .

Los datos presentados en las figuras 2.1 y 2.2 muestran correlaciones marcadamente fuertes, considerando que el procedimiento de las pruebas usado para determinar C^*_c y las propiedades índice no fueron, muy probablemente, los mismos. Los datos colectados abarcan los años de 1927 a 2001. Esto sugiere que son las propiedades mismas del suelo, C^*_c , ω_L , PI y G_s , las que realmente dominan la cantidad medida para cada una de las propiedades individuales y no tanto los procedimientos de pruebas actualmente usados. Normalmente, a fin de reducir la variabilidad, es deseable usar procedimientos idénticos para evaluar las propiedades de cada suelo.

Pruebas de Laboratorio

Con el fin de complementar los datos obtenidos de la literatura, B Cerato et al (2003) realizaron un extensivo programa de pruebas de laboratorio. Obtuvieron muestras de varios depósitos de suelo fino de varias partes de Estados Unidos y de alrededor del mundo. Estos suelos representan un amplio rango de materiales geológicos, e incluyen depósitos de origen marino, aluvial, lacustre, residual y eólico. Además ensayaron muestras artificiales de arcillas para proveer un banco de datos para suelos de mineralogía predominantemente singular. Las pruebas realizadas incluyen: límites de plasticidad, límite de contracción, granulometría y peso específico relativo de los sólidos. Además, se determinó el contenido de carbonatos de cada muestra, usando el aparato de Chittick (Dreimanis 1962). La superficie de partículas finas se determinó usando el método EGME (Carter et al. 1986; Cerato y Lutenegeger 2002). La capacidad de cambio catiónico se determinó por el método de extracción de acetato de amonio (Rhoades 1982).

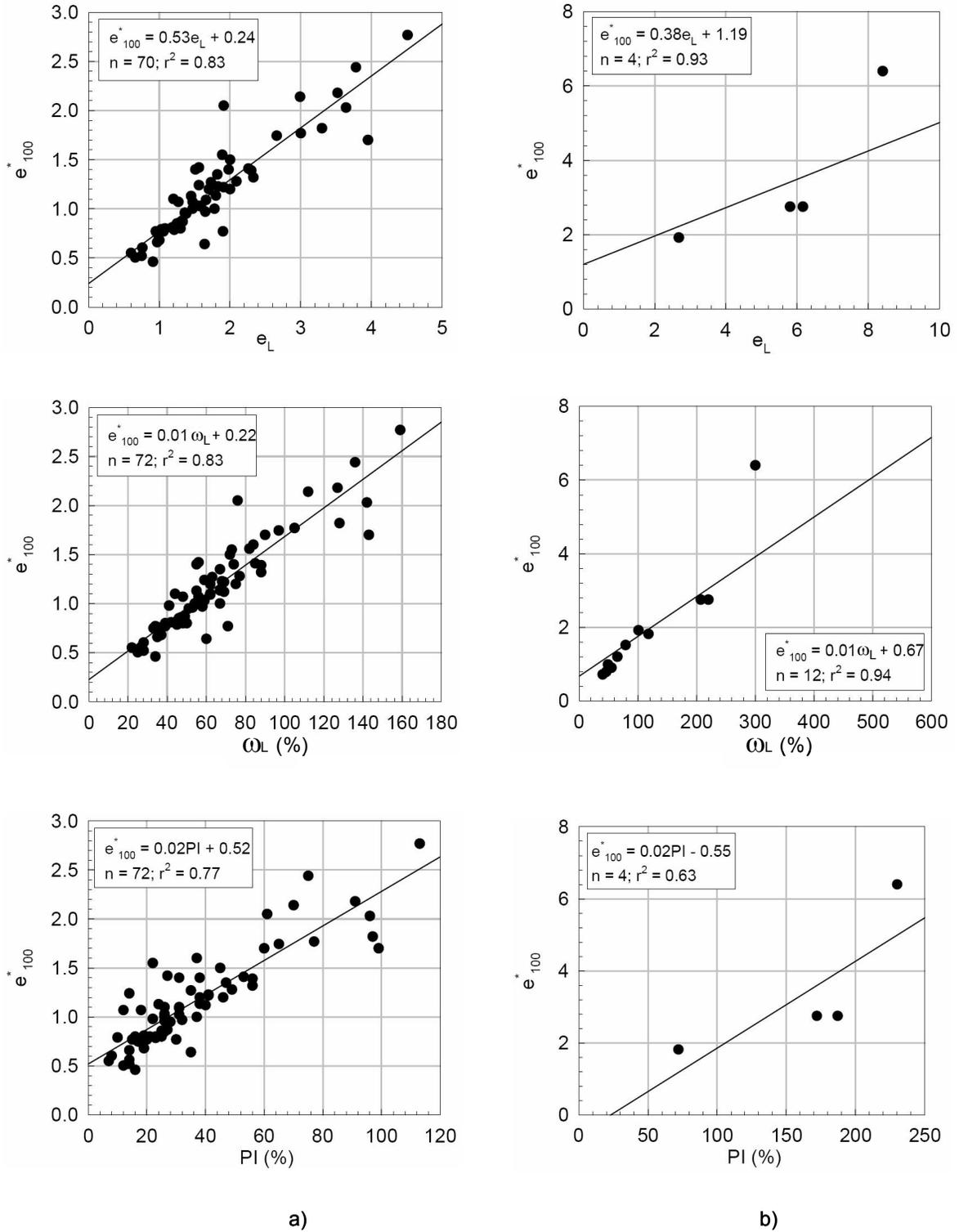


Fig. 2.2 Correlaciones entre e^*_{100} y propiedades índice de arcillas a) naturales y b) artificiales de datos recopilados (Cerato et al 2003).

Se realizaron pruebas de consolidación unidimensional con aplicación de carga incremental en especímenes remoldeados usando una celda de consolidación de anillo fijo. Las pruebas de carga incremental fueron seleccionadas con el fin de ser consistentes con los resultados previos reportados en la literatura, la mayoría de los cuales utilizaron este procedimiento y para ser congruentes con las capacidades probables de la mayoría de consultores geotécnicos. Unas muestras fueron mezcladas para dar un contenido de agua inicial en el rango de aproximadamente 1.2 a 1.5 veces el límite líquido. Las muestras de arcilla natural fueron preparadas iniciando con su contenido de agua natural, esto es, sin secado. Las muestras artificiales fueron mezcladas iniciando de un estado de secado al aire, como fue recibido por cada proveedor.

Resultados del Trabajo de B. Cerato et al.

Los resultados obtenidos de la fase experimental fueron combinados con los resultados previos presentados para crear una sola población de datos.

Arcillas naturales.

La fig. 2.3 presenta los resultados obtenidos para las arcillas naturales de la fase experimental junto con los datos obtenidos de la literatura por B. Cerato, et. al. Como puede observarse, todos los datos parecen ajustarse a un simple grupo. La combinación de datos ensayados presenta las siguientes correlaciones para C^*_c :

$$C^*_c = 0.30e_L - 0.09 \quad N=118 \quad R^2= 0.87 \quad 2.4.2a$$

$$C^*_c = 0.008 \omega_L - 0.09 \quad N=152 \quad R^2= 0.88 \quad 2.4.2b$$

$$C^*_c = 0.01PI + 0.18 \quad N=143 \quad R^2= 0.86 \quad 2.4.2c$$

Las correlaciones para e^*_{100} son:

$$e^*_{100} = 0.55e_L + 0.22 \quad N=103 \quad R^2=0.84 \quad 2.4.3a$$

$$e^*_{100} = 0.02 \omega_L + 0.21 \quad N=105 \quad R^2=0.84 \quad 2.4.3b$$

$$e^*_{100} = 0.02PI + 0.52 \quad N=105 \quad R^2=0.75 \quad 2.4.3c$$

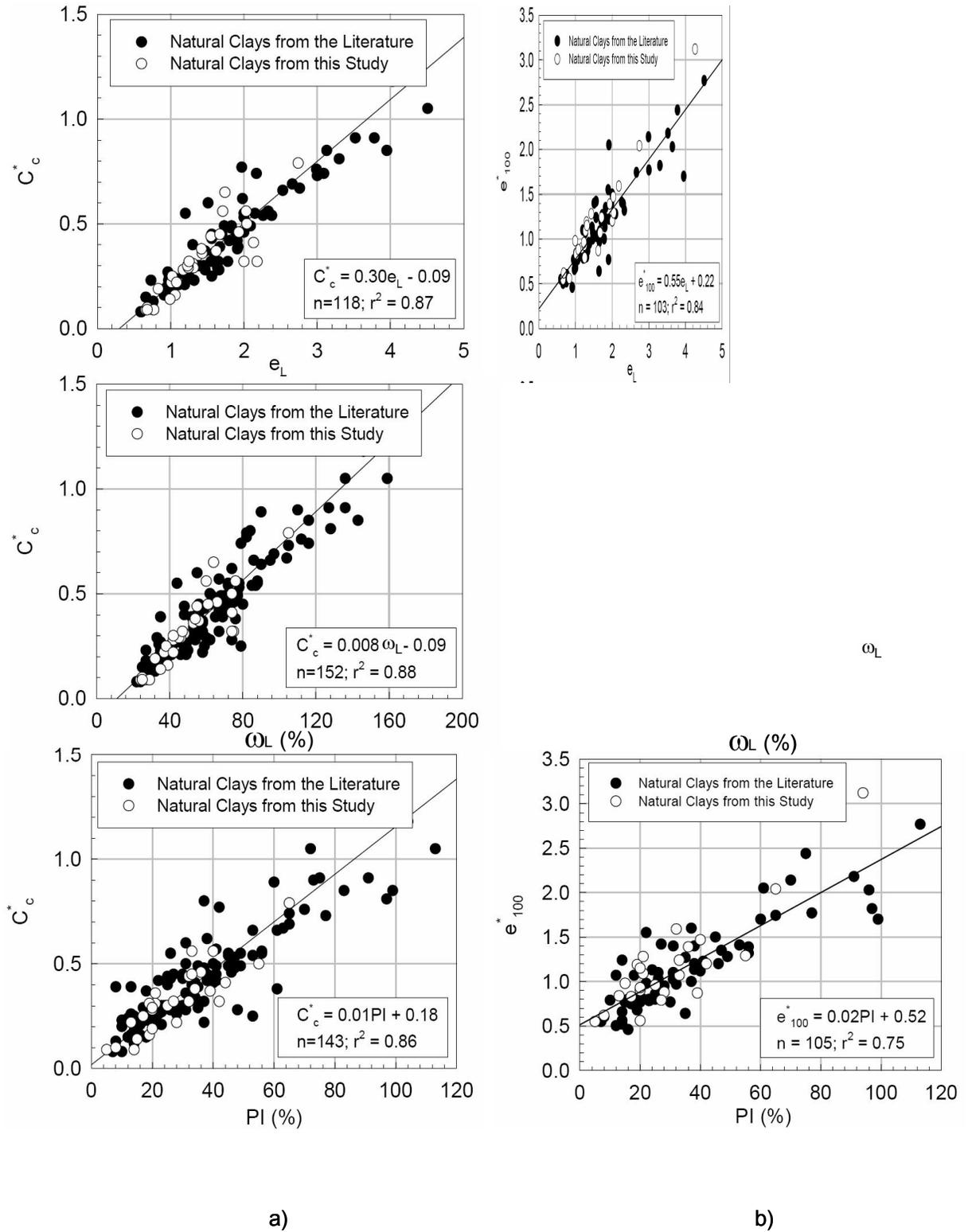


Fig. 2.3. Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas naturales (Cerato et al 2003).

La ecuación 2.4.2a es similar a la expresión presentada por Burland en 1990, sin embargo él sugirió usar una ecuación cúbica para la relación entre e^*_{100} y e_L . Los resultados anteriores (ecuación 2.4.3a) indican que una simple ecuación lineal describe adecuadamente el comportamiento de las arcillas naturales. Todas las ecuaciones de correlación presentadas anteriormente se obtuvieron con un intervalo de confianza del 95 %.

Arcillas artificiales.

En la figura 2.4 se muestran los resultados de las pruebas realizadas por B. Cerato, et. al. a muestras de arcilla artificiales junto con los datos de la literatura. En este caso se puede notar que, excepto para la correlación del índice de plasticidad, una simple relación lineal para C^*_c no es suficientemente aproximada para describir la relación entre C^*_c y cualquiera de las propiedades e_L o ω_L . Sin embargo, se realizó un ajuste polinomial y se generaron las siguientes correlaciones:

$$C^*_c = 0.0029e_L^3 - 0.02e_L^2 + 0.3e_L + 0.0086 \quad N=22 \quad R^2=0.99 \quad 2.4.4a$$

$$C^*_c = 0.00003 \omega_L^2 + 0.002 \omega_L + 0.278 \quad N=65 \quad R^2=0.99 \quad 2.4.4b$$

$$C^*_c = 0.02 PI - 0.04 \quad N=52 \quad R^2=0.98 \quad 2.4.4c$$

Para fines de comparación, en la figura 2.4 se presenta la correlación entre C^*_c y e_L presentada por Burland (1990). Las arcillas artificiales ensayadas por B. Cerato et al., tienen propiedades que están claramente fuera del rango de cualquier suelo ensayado por Burland (1990). Aún así, el uso de una ecuación polinomial provee un muy buen ajuste para los datos presentados, B Cerato et al. no recomiendan que las correlaciones se extiendan sin límite y recomiendan que ellas sean aplicables solo dentro de las fronteras de las propiedades del suelo usadas.

Para e^*_{100} se obtuvieron las siguientes correlaciones lineales:

$$e^*_{100} = 0.39e_L + 0.89 \quad N=23 \quad R^2=0.94 \quad 2.4.5a$$

$$e^*_{100} = 0.01 \omega_L + 0.77 \quad N=23 \quad R^2=0.94 \quad 2.4.5b$$

$$e^*_{100} = 0.01PI + 1.32 \quad N=23 \quad R^2=0.89 \quad 2.4.5c$$

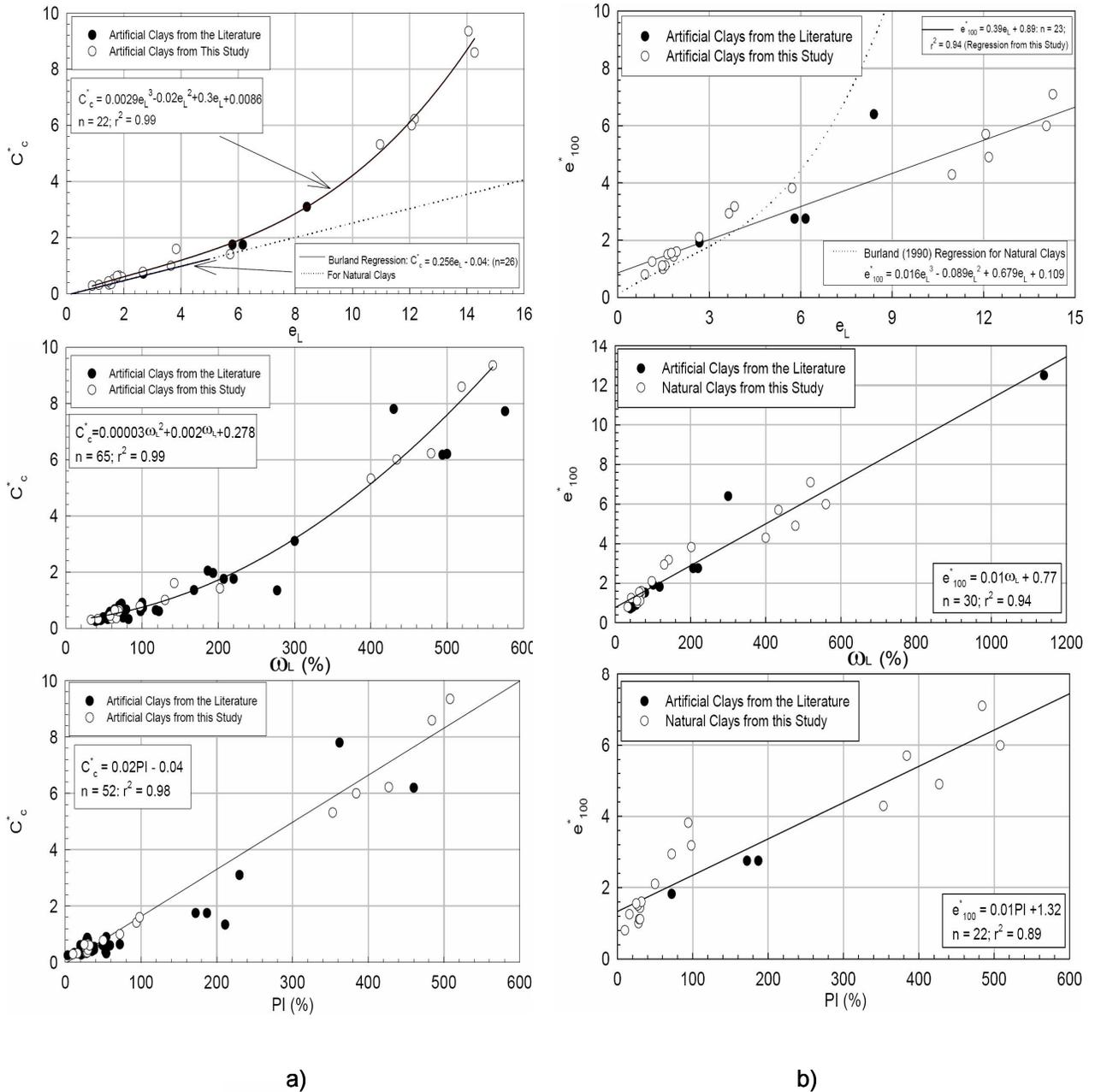


Fig. 2.4. Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas artificiales (Cerato et al 2003).

Burland (1990) sugirió una ecuación polinomial para la correlación entre e_{100}^* y e_L , sin embargo, los datos mostrados en la fig. 2.4, los cuales tienen valores de e_L mayores a los valores usados por Burland, sugieren que una simple expresión lineal es suficiente (ec. 2.4.5a).

Si se consideran solo las arcillas naturales, una simple ecuación lineal puede ser usada para describir la relación entre C^*_c y cualquiera de las propiedades, e_L , ω_L o PI (con $e_L < 4$; $\omega_L < 160$; $PI < 200$). Sin embargo, si se considera el rango completo de suelos ensayados, una relación lineal no es suficientemente confiable y se requiere una expresión de mayor orden, como se muestra en la fig. 2.5. Los resultados de correlaciones de C^*_c para todos los resultados (material natural y artificial) son:

$$C^*_c = 0.4 e_L^2 - 0.38 e_L + 0.45 \quad N=140 \quad r^2=0.99 \quad 2.4.6a$$

$$C^*_c = 0.00003 \omega_L^2 + 0.002 \omega_L + 0.26 \quad N=217 \quad r^2=0.99 \quad 2.4.6b$$

$$C^*_c = 0.00002 IP^2 + 0.007 IP + 0.32 \quad N=195 \quad r^2=0.99 \quad 2.4.6c$$

Mientras las curvas polinomiales mostradas en la fig. 2.5 dan el mejor ajuste de los datos combinados, B. Cerato et al. recomiendan que una simple ecuación lineal (ecs. 2.4.2 y 2.4.3), sea usadas para arcillas naturales.

Correlaciones con el índice de contracción

Sridharan y Nagaraj (2000) presentaron resultados de pruebas de 10 diferentes suelos remoldeados con un amplio rango de plasticidad y mostraron una fuerte correlación entre C^*_c y el índice de contracción, CI, definido numéricamente como $CI = \text{límite líquido} - \text{límite de contracción}$. B. Cerato et. al. investigaron esta correlación para ambas, arcillas naturales y artificiales, e igualmente encontraron una fuerte correlación entre C^*_c y el CI. En este caso, no encontraron correlación significativa entre e^*_{100} y el CI para arcillas naturales. La tendencia es mejor para arcillas artificiales, probablemente por el amplio rango en el CI.

El índice de contracción es aparentemente un atractivo índice de clasificación del suelo, ya que describe la máxima diferencia de contenido de agua y por lo tanto la máxima diferencia en la relación de vacíos, a la que un suelo saturado puede ser sometido entre el límite líquido y el límite de contracción. Adicionalmente, aparte del uso del mercurio, la prueba del límite de contracción es relativamente simple de realizar y también usa suelo remoldeado a un contenido inicial de agua arriba del límite líquido.

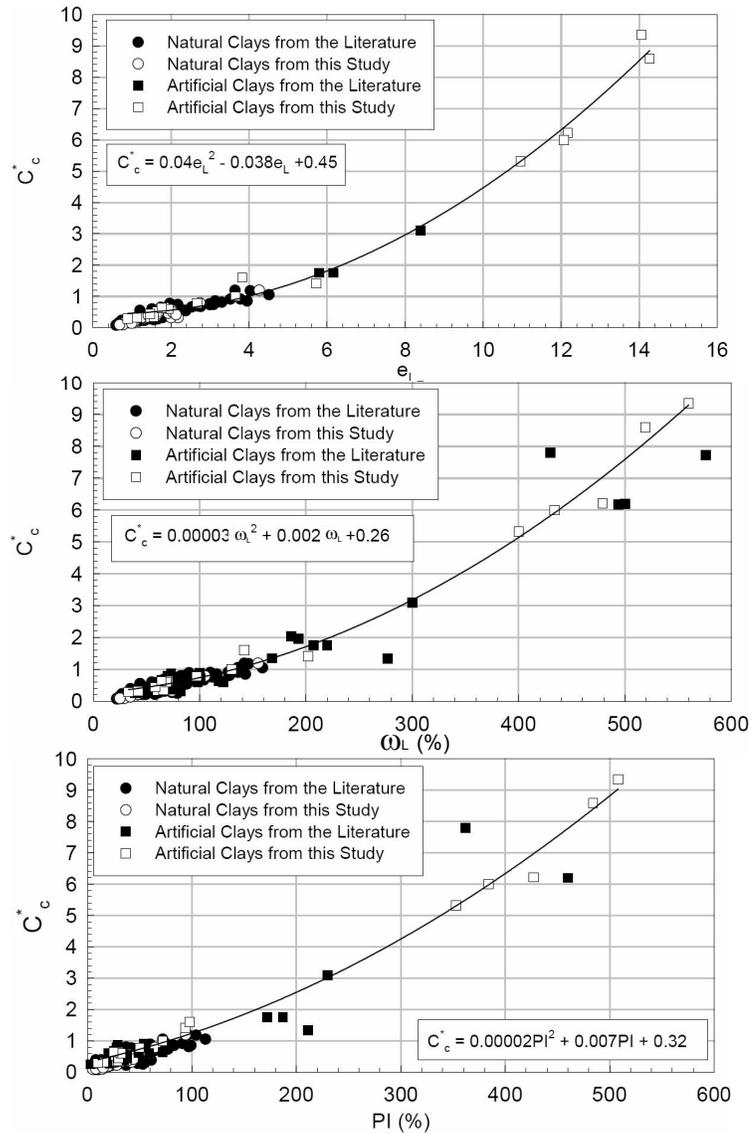


Fig. 2.5. Correlaciones obtenidas con datos experimentales y recopilados para arcillas naturales y artificiales (Cerato et al 2003).

Los resultados mostrados en las figs. 2.3 a 2.5, sugieren que el uso de cualquiera de los índices nombrados, e_L , ω_L o PI proveen resultados suficiente precisos para determinar la ICL, ciertamente de acuerdo a trabajos preliminares, es de interés precisar que otros investigadores han notado también una fuerte y directa correlación entre el índice de compresión intrínscico y el límite líquido (e.g. Matsui y Sakagami 1995; hong y Onitsuka 1998; Sridharan et al. 2000). Los límites líquido y plástico de suelos finos son usualmente determinados en muchos proyectos y por lo tanto son particularmente atractivos para la ingeniería práctica. El uso de e_L o CI requiere la medición de

propiedades de suelo adicionales, siendo éstas, peso específico relativo de los sólidos, G_s , y el límite de contracción, respectivamente, ambos pueden presentar algunas dificultades. No sería sorprendente que hubiera alguna dispersión en los datos presentados, considerando que para los datos tomados de la literatura, pueden haber sido usados diferentes métodos de preparación de muestras y de los ensayos mismos, en la determinación de cualquiera o todas las propiedades del suelo.

Comportamiento normalizado.

Nagaraj y Murthy 1983, sugirieron que el comportamiento de compresión de arcillas remoldeadas podría describirse en forma general por una expresión simple, si la relación de vacíos fuera normalizada por la relación de vacíos al límite líquido, e_L . Nagaraj y Murthy 1983 usaron 6 diferentes suelos naturales con variaciones de ω_L entre 36 y 156 %, remoldeados con un contenido de agua cerca al límite líquido. El mejor ajuste para esos datos se presenta mediante la expresión lineal:

$$e/e_L = 1.099 - 0.00227 \log \sigma'v \text{ (kPa)}. \quad 2.4.6a$$

Ensayos adicionales reportados por Nagaraj et al. (1993; 1995) mostraron una ligera variación en esta expresión, la cual puede esperarse como resultado de tener más ensayos disponibles. Basado en ensayos de consolidación realizados en varios suelos finos remoldeados, Nagaraj y Murthy 1983 mostraron que la relación e/e_L –esfuerzo efectivo puede expresarse como

$$e/e_L = 1.099 - 0.2237 \log \sigma'v \text{ (kPa)}. \quad 2.4.6b$$

Datos presentados posteriormente por Nagaraj y Murthy 1986 dieron:

$$e/e_L = 1.122 - 0.23437 \log \sigma'v \text{ (kPa)}. \quad 2.4.3c$$

Más recientemente, Nagaraj et al. (1993;1995) han encontrado resultados similares para otros suelos naturales y artificiales como:

$$e/e_L = 1.25 - 0.28 \log \sigma'v \text{ (kPa)}. \quad 2.4.3d$$

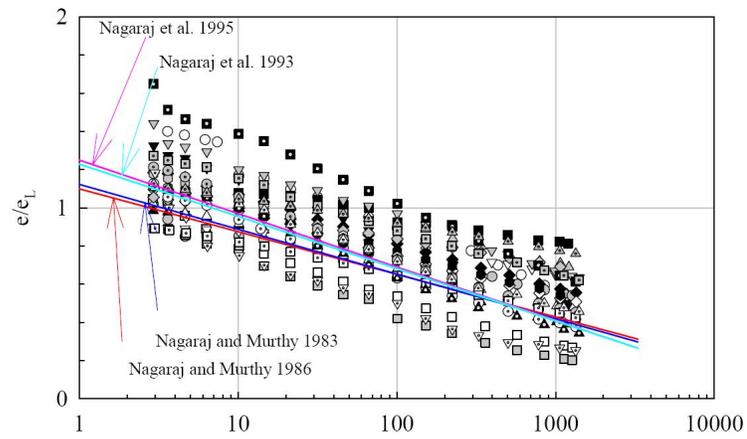
Las ecuaciones anteriores tienen la forma general:

$$e/e_L = a - b \log \sigma'v$$

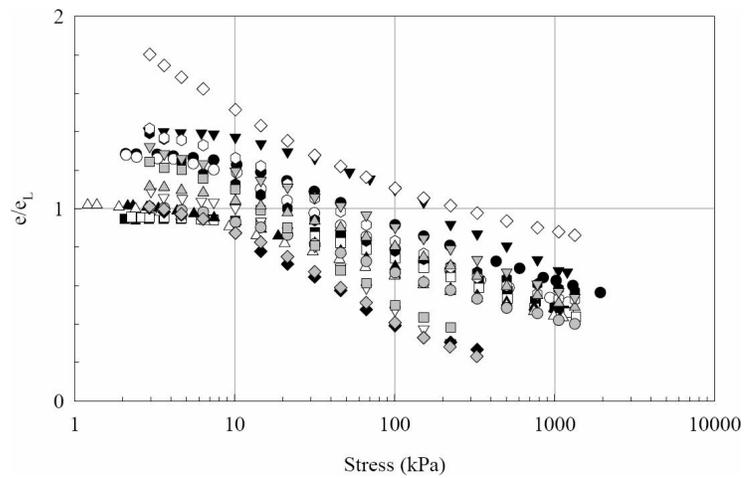
Valores promedio de los coeficientes a y b de las 4 ecuaciones dadas son: $A=1.175$ y $B=0.253$. Usando estos coeficientes, el esfuerzo efectivo para un valor de $e/e_L=1$, correspondiente al límite líquido da $\sigma'=4.9$ kPa. Usando una relación de resistencia no drenada normalizada de 0.22 da una resistencia al corte no drenada igual a 1.08 kPa, la cual está cerca de la resistencia al corte no drenada esperada para las arcillas en el límite líquido.

Los resultados de estos análisis se presentan en la fig. 2.6. Como se puede observar, los datos de arcillas naturales y artificiales muestran un rango amplio en los resultados. Parte de la dispersión puede atribuirse a la variación en el contenido inicial de agua de las muestras remoldeadas.

Nagaraj y Murthy 1983 remoldearon suelos a un contenido de agua cercano al límite líquido. Burland 1990 recomendó remoldear el suelo a un contenido inicial de agua entre el ω_L y $1.5 \omega_L$ (preferentemente a $1.25 \omega_L$). El rango de contenido inicial de agua en la fase experimental del estudio de B. Cerato, et. al. fue del ω_L a $1.8 \omega_L$, por lo que se pueden atribuir a esta variación los resultados de la fig. 2.6.



a) Resultados normalizados para arcillas naturales usando el parámetro e_L de Burland



b) Resultados normalizados para arcillas artificiales usando el parámetro e_L de Burland

Fig. 2.6. Gráficas e/ϵ_L versus $\log p$ experimentales comparados con las correlaciones presentadas por Nagaraj et. al (Cerato et al 2003).

CAPITULO III

DESARROLLO EXPERIMENTAL.

Para hacer la comparación entre las propiedades de compresibilidad en suelos inalterados y remoldeados, se realizó un sondeo en las cercanías de la ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, al noreste del puente Coatzacoalcos II en el municipio de Nanchital, como se muestra en el croquis de localización de la fig. 3.1.

El material del sitio en estudio pertenece a una columna de suelo de un sondeo realizado con muestreo continuo, alternándose la obtención de muestras representativas con el tubo partido y la obtención de muestras inalteradas mediante el tubo de pared delgada, tipo shelby, de 4" de diámetro, que se llevo hasta 18.6 m. de profundidad.

3.1 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN

El estado de Veracruz queda comprendido dentro de siete provincias geológicas, que son: Llanura o Planicie Costera del Golfo, Sierra Madre Oriental, Eje Neovolcánico, Sierra Madre del Sur, Cordillera Centroamericana y Sierras de Chiapas y Guatemala; cada una de ellas con características litológicas, estructurales y geomorfológicas propias y definidas.

El área de estudio (Coatzacoalcos, Ver. y Minatitlán, Ver.) se localiza dentro de la provincia geológica llamada Planicie Costera del Golfo, de acuerdo a la clasificación de Erwin Raiz, 1959. Comprende gran parte del norte del estado, desde el límite con Tamaulipas hasta el sur de Papantla,

donde se localizan las elevaciones del Eje Neovolcánico; su límite occidental lo constituye la Sierra Madre Oriental y hacia el oriente el Golfo de México.

La planicie Costera del Golfo corresponde a una planicie de tipo externo y regresiva durante el Cenozoico. Presenta una pendiente mínima hacia el Golfo de México, misma que favorece el escurrimiento en esa dirección preferente.

El sondeo en estudio se efectuó en la porción occidental de la cuenca, 15 km al sur del puerto de Coatzacoalcos, Ver. La zona constituye una topografía baja, casi plana de pequeñas elevaciones con formas suavemente redondeadas que no sobrepasan los 100 m.s.n.m. ocasionalmente abruptas, que se desarrollan en sedimentos arenosos; las partes bajas están constituidas generalmente por arcillas y lutitas. Los lomeríos constituidos por rocas calcáreo terrígenas constituyen los rasgos topográficos que sobresalen dentro de la monotonía de la planicie.

En esta provincia existe una gran diversidad de rocas representativas de los diferentes periodos geológicos, específicamente del Cretácico Superior, Paleoceno, Eoceno, Oligoceno, Mioceno, así como rocas volcánicas.

A la cuenca se le ha asignado una edad Permo-Triásica, contemporánea a la formación Todos Santos, por las capas rojas que se interstratifican con la sal. *Se trata de una cuenca sedimentaria de origen marino, cuyas formaciones abarcan en tiempo, desde el Triásico hasta el Reciente, formada principalmente por arenas, limos y arcillas*

Hidrografía. La zona pertenece a la vertiente del Golfo de México. Los sistemas de los ríos Coatzacoalcos y Papaloapan dominan las principales corrientes fluviales que componen la red hidrográfica. Las afluentes principales del río Coatzacoalcos son los ríos Jaltepec, Coachapa y Uzpanapa, además de un sinnúmero de arroyos tributarios. El río Coatzacoalcos es navegable en una gran extensión y en su desembocadura. La madurez alcanzada en la red hidrográfica se evidencia por la integración del drenaje, así como la madurez del mismo río.

El patrón de drenaje es de tipo dendrítico que en parte se vuelve subparalelo, la mayoría de sus tributarios son de régimen permanente. En época de lluvias se llegan a desbordar, formando pantanos y lagunas, así como numerosos meandros divagantes.

3.2 PROPIEDADES DEL SUELO EN ESTUDIO.

De acuerdo al sondeo realizado, se encontró la siguiente estratigrafía: En la superficie se observa un estrato de arcilla café con arena fina y raicillas, muy blanda que va de 0 a 2.0 m.; subyaciendo a este estrato, se presenta uno compuesto de arena fina arcillosa blanca con manchas rojizas y grumos cementados con un espesor que va de 2.0 a 2.70 m. Bajo esta arena se encuentra un gran depósito de arcilla gris dura a muy dura con poca arena fina con manchas cafés y rojizas y grumos cementados, que va de 2.7 a 13.45 m. Finalmente bajo el estrato descrito anteriormente, se encontró una arena fina a media, limosa muy compacta de color gris, con pocas gravillas a 14 m.; en este estrato terminó el sondeo con una profundidad de 18.6 m. En la fig. 3.2 se muestra el perfil estratigráfico del sondeo, así como las propiedades índice obtenidas de los ensayos de laboratorio realizados, y en la tabla 3.1 se muestran los resultados de las pruebas en forma tabular.

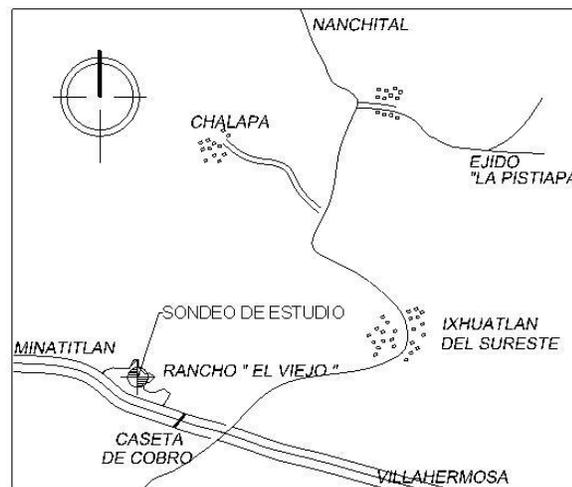


Fig. 3.1 Croquis de localización del área del sondeo realizado.

Entre las propiedades obtenidas de los suelos finos encontrados en el sondeo, se observan las siguientes variaciones: el contenido de agua in-situ varía de 19.16 a 36.3 %, con un promedio de 28.26 %; para el límite líquido se encontró una variación de 38.1 a 59.6, con un promedio general de 47.8; finalmente la relación de vacíos fue relativamente baja con valores que van de 0.74 a 1.01 y con un promedio general de 0.88. Como se observa en el registro del sondeo, en la mayoría de las muestras ensayadas el suelo se encuentra muy próximo al límite plástico, incluso, en algunos casos se encuentra por debajo del mismo, lo cual nos indica que en su estado inalterado, este suelo es muy poco compresible.

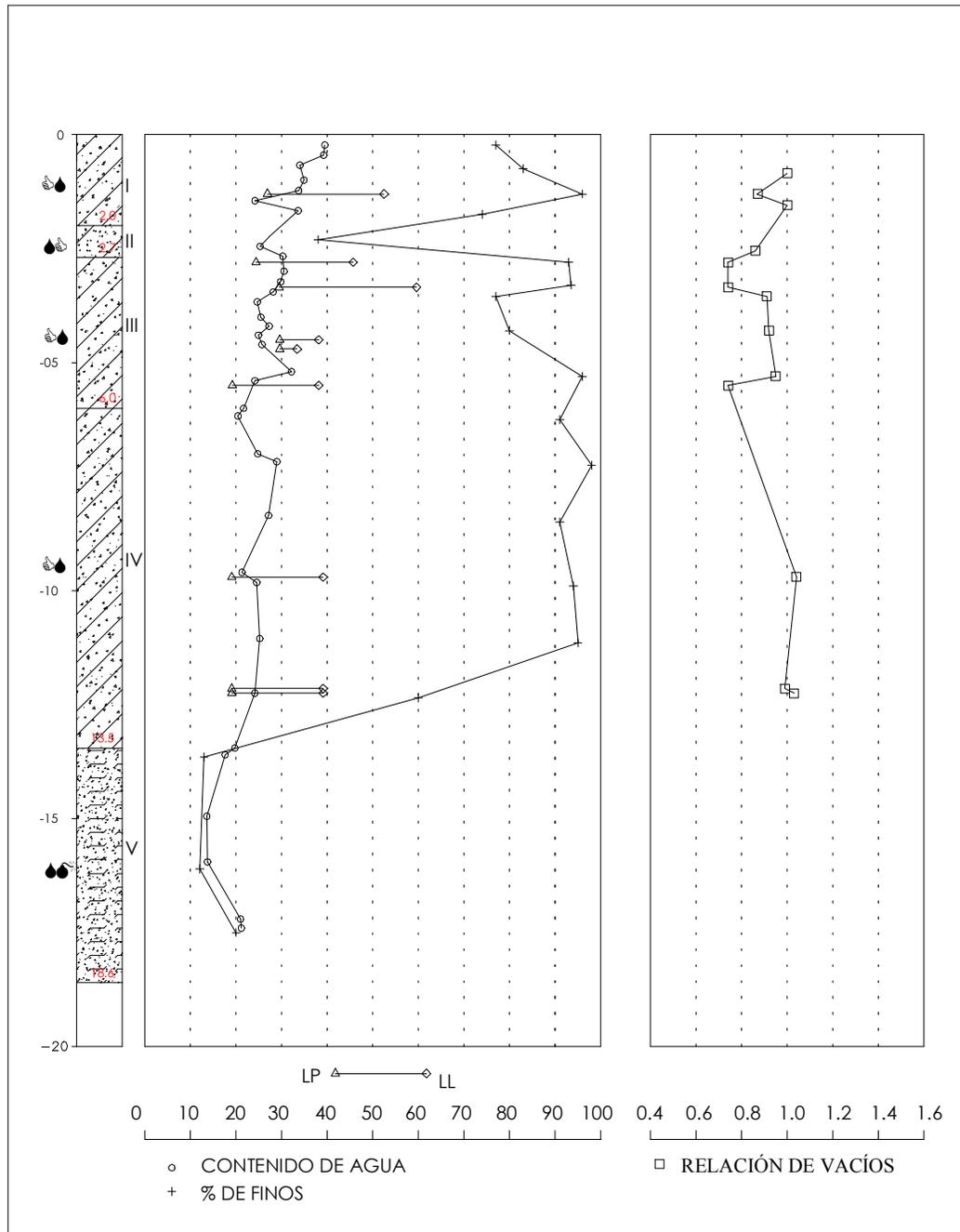


Fig. 3.2 Perfil estratigráfico del sondeo realizado en Coatzacoalcos, Ver.

3.3 PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN.

A las muestras de suelo obtenidas del sondeo de Coatzacoalcos se le realizaron un total de 16 pruebas de consolidación unidimensional, 6 de las cuales se llevaron a cabo en suelo remoldeado,

con un contenido de agua correspondiente a su límite líquido. También se realizaron variaciones en los tiempos de aplicación de los incrementos de carga y en la magnitud de los incrementos, tal como se muestra en la tabla 3.2., correspondiente al programa de pruebas de laboratorio.

Tabla 3.1 Resultados de las pruebas de laboratorio realizadas

No DE MUESTRA	PROF. (m)	G_s	ω_n (%)	ω_L (%)	LP (%)	(γ_m) T/m ²	e_n	S_r %	σ'	C_c
1-4	0.85	2.73	32.25	52.48	26.92	1.80	1.01	87	0.67	0.24
2-2	1.30	2.66	32.05	45.70	24.35	1.88	0.87	98	1.03	0.15
2-3	1.55	2.60	36.30	45.70	24.35	1.78	0.99	95	1.22	0.27
3-3	2.55	2.71	28.77	48.70	31.42	1.88	0.86	91	2.06	0.18
3-4	2.80	2.64	26.58	48.70	31.42	1.92	0.74	95	2.27	0.17
4-2	3.35	2.62	27.86	59.60	29.60	1.92	0.74	99	2.74	0.22
4-3	3.55	2.70	32.57	59.60	29.60	1.86	0.93	95	2.90	0.20
5-2	4.30	2.72	28.98	38.10	19.16	1.81	0.94	84	3.53	0.17
5-3	4.50	2.68	43.50	42.80	23.54	1.79	1.16	100	3.70	0.45
5-4	4.70	2.63	48.40	48.80	19.16	1.49	1.62	86	3.87	0.42
6-2	5.30	2.80	30.46	39.70	17.51	1.87	0.95	85	4.37	0.19
6-3	5.50	2.80	25.82	39.70	17.51	2.02	0.74	97	4.54	0.17
8-1	7.10	2.60	39.30	39.30	17.30	1.78	1.02	---	5.85	---
10-1	9.70	2.60	39.5	43.20	19.20	1.79	1.03	99	7.96	0.29
12-1	12.15	2.62	39.18	40.85	21.20	1.83	0.99	100	9.94	0.29
12-2	12.25	2.62	40.09	40.85	21.20	1.81	1.03	100	10.02	0.39

Ensayes realizados en muestras remoldeadas con contenido de agua cercano al límite líquido

Adicionalmente, con material producto del mismo sondeo, se realizaron otros ensayos, tales como: peso específico relativo de sólidos, peso volumétrico, lavados, límites de plasticidad y contenido natural de agua, con el fin de tener las propiedades índice necesarias para las correlaciones planteadas en los alcances.

Tabla 3.2 Programa de pruebas de laboratorio ejecutado

No DE MUESTRA	LUGAR	ESTRATO	PROF.	ESTADO	ω	INCREMENTOS	
						PRESIONES	TIEMPOS
SONDEO DE COATZACOALCOS							
1-4	COATZA	I	0.85	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
2-2	COATZA	I	1.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	48 Hrs.
2-3	COATZA	I	1.55	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
3-3	COATZA	II	2.55	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
3-4	COATZA	III	2.80	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
4-2	COATZA	III	3.35	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
4-3	COATZA	III	3.55	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
5-2	COATZA	III	4.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
5-3	COATZA	III	4.50	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	48 Hrs.
5-4	COATZA	III	4.70	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
6-2	COATZA	III	5.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
6-3	COATZA	III	5.50	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	48 Hrs.
8-1	COATZA	IV	7.10	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	48 Hrs.
10-1	COATZA	IV	9.70	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.
12-1	COATZA	IV	12.15	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.
12-2	COATZA	IV	12.25	REMOLDEADO	$\omega = \omega_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.

3.4 EQUIPO

Por disponibilidad de equipo, las pruebas de consolidación se realizaron en dos tipos de aparatos marca SOILTEST, modelos c-220 y c-244, como se muestran en las fig.3.3 y 3.4 respectivamente. El aparato de consolidación c-244 es un aparato de alta capacidad que consta de cuatro unidades para ensayos individuales dentro de un marco de acero; cada unidad es capaz de ejercer una presión de 52 kg/cm² usando una relación de palanca de 40 a 1; consta de un doble sistema de palanca que es balanceado por dos controladores de peso ajustables permitiendo proporcionar mediante las barras de suspensión relaciones de palanca de 10 a 1 y de 40 a 1. Para asegurar una carga precisa durante la prueba, el sistema de palanca utiliza un dispositivo mecánico para ajustar el brazo de palanca a una posición horizontal sin perturbar la prueba en proceso. Todos los sistemas de carga y palancas se encuentran dentro de las dimensiones del marco, lo cual permite una protección adecuada al ensayo de contactos accidentales que puedan perturbarlo.

El aparato de consolidación modelo c-220 aplica una presión máxima de 20 kg/cm², con una relación de palanca de 20 a 1. La palanca tiene montada una burbuja de nivel con el fin de mantener la horizontalidad ajustando un dispositivo de nivelación localizado al frente del aparato.



Figura 3.3 Aparato de consolidación tipo SOILTEST modelo C-220

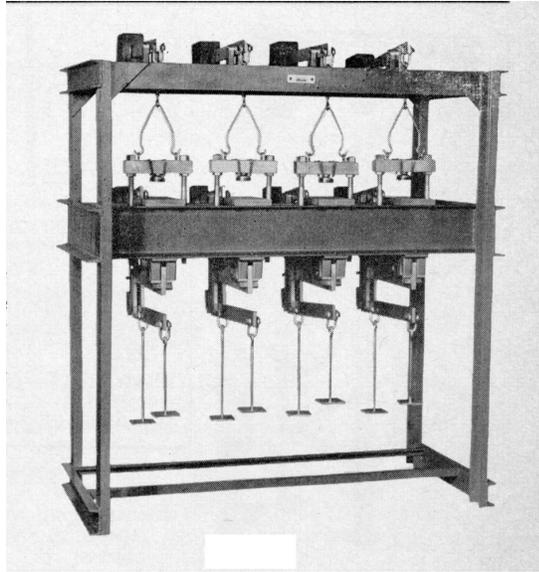


Figura 3.4 Aparato de consolidación de alta capacidad tipo SOILTEST modelo C-244

3.5 REMOLDEO DE LAS MUESTRAS

Los tubos shelby obtenidos en el sondeo fueron fraccionados en tramos cortos de 20 cm, con el fin de hacer una mejor selección del material utilizado para labrar las probetas a ensayar en forma inalterada. Asimismo, se seleccionaron muestras del estrato más potente formado de arcillas para realizar ensayos tanto en probetas inalteradas como en muestras remoldeadas. Por otro lado, se utilizó el material del estrato IV para realizar ensayos en muestras remoldeadas, debido a que al obtenerse dichos tubos fue necesario utilizar rotación en el hincado para extraer la muestra, y al obtenerla se observó un ligero remoldeo en el suelo.

Una vez determinadas las muestras a ensayar en forma alterada, se extrajo el suelo del tubo shelby y se seleccionó una porción del material fino menor a la malla No. 40 (0.420 mm) para proceder a su remoldeo hasta llevarlo a su límite líquido. El remoldeo se realizó por tanteos, incrementando el contenido de agua del material gradualmente, hasta lograr que el cierre de la ranura del material colocado en la copa de Casagrande fuera a los 25 golpes; una vez alcanzado este contenido de agua se repitió el ensayo para confirmar los 25 golpes. Al tener el material en tal estado, se procedió a colocar una muestra en el anillo de consolidación para proceder al ensayo y se tomó una muestra para determinar su contenido de agua.

3.6 DESARROLLO DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Los ensayos de consolidación se realizaron aplicando cargas en una progresión geométrica, con una relación incremental $\Delta p/p_1 = 1$. Para las pruebas en probetas inalteradas se llevó una secuencia de cargas de: 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 y 8 kg/cm². En el caso de las pruebas en probetas remoldeadas, inicialmente se intentó utilizar las mismas cargas, sin embargo, al realizar la primera prueba en estas condiciones se logró percibir un flujo de suelo entre las paredes del anillo de consolidación y la piedra porosa al aplicar la primera carga, por lo cual a partir de la segunda prueba en suelos en condiciones remoldeadas se redujeron las cargas de acuerdo a la siguiente secuencia: 0.0625, 0.125, 0.25, 0.50, 1.0, 2.0 y 4 kg/cm².

En la tabla. 3.2 se muestra el programa que se siguió para los ensayos de consolidación, donde se especifica el estado del material, la secuencia de cargas y los tiempos utilizados en la aplicación de los incrementos de carga.

CAPITULO IV

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los trabajos de laboratorio realizados para la presente investigación, tanto de las pruebas en suelos inalterados como en suelos remoldeados. Los resultados del total de las pruebas ejecutadas se presentan en la tabla 3.1. Las gráficas que se presentan se seleccionaron del total, de acuerdo a las diferentes variaciones que se trabajaron, esto según estado del suelo (inalterado o remoldeado) en el cual se ejecutó la prueba y de los diferentes tiempos de aplicación de las cargas.

Se presentan los resultados de 4 de los ensayos realizados con muestras inalteradas, dos con incrementos de carga a cada 24 y dos con incrementos a cada 48 hr. En el caso de las pruebas con material remoldeado, se presentan los resultados de tres ensayos con incrementos a cada 24 hrs., y uno con incrementos a 48 hrs. Las variantes en el tiempo de aplicación de las cargas se programaron, con la finalidad de observar como varía el Índice de compresibilidad respecto a la historia de cargas.

Se hace un análisis de las curvas de compresibilidad obtenidas durante los ensayos de consolidación en muestras remoldeadas, considerando las distintas variantes aplicadas y se realiza una comparación con los resultados de las curvas obtenidas de las pruebas con material inalterado.

4.1 CURVAS DE CONSOLIDACIÓN.

Muestras inalteradas.

En la figura 4.1 se presentan las curvas de consolidación de la muestra 1-4, cuyos incrementos de esfuerzo se hicieron a cada 24 hrs. La figura 4.2 muestra las curvas de consolidación con incrementos de carga a cada 48 hrs de la muestra 6-3. En ambos casos se presentan las curvas con incrementos menores, próximos y mayores al esfuerzo crítico, según lo indica cada figura.

Como puede observarse, para este tipo de material, y para esfuerzos menores al esfuerzo crítico, en la curva de consolidación no se define completamente la parte que representa el fin de la consolidación primaria, ni aún cuando se aplicaron los incrementos a 48 hrs. Sin embargo, para el caso de las curvas cuyos esfuerzos aplicados fueron próximos y mayores al esfuerzo crítico, para ambos intervalos de tiempo, ya se alcanza a definir el proceso completo de consolidación. Esto se presenta debido a que, en el primer caso, el material ya ha estado sometido a dichos esfuerzos y por lo tanto permanece estable bajo la influencia de una carga a la cual ya estuvo sometido, retardando el escape del agua en exceso de presión de poro.

Muestras remoldeadas

En las figuras 4.3 y 4.4 se presentan las curvas de consolidación de pruebas realizadas a muestras remoldeadas, en donde el contenido de agua se llevó al límite líquido del suelo. Para este caso, de igual forma se incluyen las curvas de los diferentes intervalos de tiempo de carga así como una variación en cuanto al nivel de esfuerzos aplicado durante la prueba, según se indica en cada gráfica.

Como se puede observar, a niveles de esfuerzo bajos, se logra obtener un proceso de consolidación completo, esto es, se alcanza la disipación del exceso de presión de poro para ambos intervalos de tiempo de aplicación de cargas, a diferencia de los resultados obtenidos de muestras inalteradas, donde para esfuerzos menores al crítico no se completa el proceso de consolidación para ambos intervalos de tiempo de aplicación de carga. En este caso se infiere que la desestructuración del material influyó en la aceleración del proceso de consolidación, lo cual permitió que las partículas dispersas ofrecieran menor resistencia al escape del agua en exceso de presión de poro, permitiendo completarse el proceso de consolidación en el periodo de incrementos de carga establecido en la prueba. A diferencia de las pruebas en muestras inalteradas, para el caso de las curvas obtenidas

para esfuerzos altos, el proceso de consolidación sólo se completó al aplicar los incrementos a cada 48 hr, por lo que se observa que con el suelo remoldeado se vuelve más lenta la disipación de agua en exceso de presión de poro al aplicar grandes esfuerzos.

4.2 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.

Muestras inalteradas.

En las figuras 4.5 y 4.6 se presentan las curvas de compresibilidad de los ensayos realizados en probetas del material de Coatzacoalcos, dos de ellas con incrementos de carga a cada 24 hr y las otras a cada 48 hr.

Con respecto a la variación en los tiempos de los incrementos de carga se puede observar que las curvas de compresibilidad obtenidas de los ensayos con incrementos a 48 hr presentan un tramo virgen más suave con respecto a las curvas cuya variación fue a 24 hr. De lo anterior se podría decir que las propiedades de compresibilidad de un suelo están en función de la historia de carga a la que estuvo sometido durante el pasado, por lo que, a variaciones de carga más frecuentes se producen índices de compresibilidad más altos y por lo tanto un suelo más compresible. Sin embargo, como se observa en las curvas de consolidación, lo anterior no es concluyente, debido a que en algunos casos no se completa el 100% de la consolidación, por lo que se estarían comparando esfuerzos totales con esfuerzos efectivos.

En cuanto a la recuperación, las curvas con incrementos a 48 hr mostraron una recuperación de aproximadamente el doble de la presentada por las curvas con incrementos a 24 hr. En la tabla 4.1 se presentan los valores de la recuperación de las muestras con respecto a la compresión total adquirida durante la etapa de carga:

Tabla 4.1. Características de compresibilidad obtenidas en pruebas realizadas en muestras inalteradas.

Muestra	Incrementos (Hr.)	Compresión (%)	Recuperación (%)	C_c	C_r
1-4	24	28.9	18.6	0.244	0.073
5-2	24	20.9	23.9	0.174	0.053
2-2	48	17.7	42.4	0.152	0.04
6-3	48	23.8	41.8	0.171	0.069

Muestras remoldeadas

En la figura 4.7 se presentan las curvas de compresibilidad realizadas a muestras de suelo remoldeado a las cuales se les aplicaron los incrementos de carga a cada 24 hr, mientras que en la figura 4.8 se presenta la curva de una muestra que se ensayo con incrementos a 48 hr.

Al ensayar el suelo en estas condiciones, se observa una mayor influencia del intervalo de aplicación de cargas con respecto a su compresibilidad. Al ensayar las probetas aplicando las mismas presiones, la pendiente de las curvas obtenidas con incrementos de carga a 48 hr es mayor que las obtenidas con intervalos a 24 hr, lo cual representa una mayor compresión y refleja un índice de compresibilidad también mayor. Esto probablemente se debe a que al permanecer la carga por más tiempo permite un mejor acomodo de las partículas de suelo y por lo tanto una mayor reducción de la relación de vacíos. De la misma forma, al ensayar las muestras con el mismo intervalo de tiempo de aplicación de carga, pero diferentes presiones, se obtienen curvas con una pendiente más pronunciada para el caso en el que se aplicaron las cargas de mayor magnitud. Lo anterior indica que el índice de compresibilidad es directamente proporcional a la magnitud de la carga aplicada en los ensayos. Por lo que se refiere a la recuperación del material, ésta es menor para el caso de incrementos a 48 hr, caso contrario que en las muestras inalteradas, de lo cual podemos deducir que los materiales blandos con estructura dispersa pueden presentar mayores deformaciones permanentes al aplicarles la carga lentamente, es decir, presentan una respuesta elástica menor. La tabla 4.2 muestra la variación de la compresión y recuperación para ambos intervalos en los tiempos de carga, tomando la recuperación como un porcentaje de la compresión dada.

Tabla 4.2. Características de compresibilidad obtenidas en pruebas realizadas en muestras remoldeadas.

Muestra	Incrementos		Compresión (%)	Recuperación (%)	C _c
	tiempos(Hr.)	presiones			
5-4	24	0.125-8 kg/cm ²	65.77	11.2	0.42
10-1	24	0.625-4 kg/cm ²	53.3	17.2	0.295
12-1	24	0.625-4 kg/cm ²	50.15	11.4	0.29
5-3	48	0.625-4 kg/cm ²	76.01	7.9	0.452

4.3 LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN ARCILLAS REMOLDEADAS.

En la fig. 4.9 se observan las curvas obtenidas de los ensayos de consolidación en muestras remoldeadas. Las curvas de compresibilidad presentan las siguientes características:

La curva de compresibilidad presenta una tendencia lineal, lo cual representa la curva virgen de compresibilidad; esto es, no presenta el tramo de recompresión obtenido para la mayoría de las muestras inalteradas, las cuales presentan esta característica debido al alivio de esfuerzos que experimentan al ser extraídas de la profundidad de interés.

La pendiente obtenida para la curva de compresibilidad aumenta en forma similar para el caso en el que aumente el tiempo o la magnitud de los incrementos de carga, esto es, a mayor tiempo de aplicación de incrementos, se obtendrá una mayor compresibilidad. Por lo anterior, es importante considerar la velocidad de aplicación de las cargas para evaluar correctamente el C_c con el cual se van a evaluar los posibles asentamientos del suelo en estudio.

Por lo que se refiere al tramo de recuperación de la curva se observa una recuperación muy baja en el material remoldeado, esto posiblemente se debe a que la estructura del material está totalmente dispersa, caso contrario al del material inalterado. Así, se observa que la compresibilidad del material ensayado depende en gran medida de la historia de carga a la cual estuvo sometido en el pasado, así mismo, su comportamiento dependerá en un futuro, de las condiciones de carga a las cuales va a ser sometido. En este sentido se puede decir que el material tiene una memoria de esfuerzos.

Tomando como base la curva resultante de un ensaye realizado con incrementos de carga de 0.0625 a 4 kg/cm², aplicados a cada 24 hr, curva 1 en la fig. 4.10, se observa que, al variar el incremento de carga al doble, esto es, de 0.125 a 8 kg/cm², curva 2, se obtiene una pendiente aproximadamente 40% mayor en el tramo de carga con una recuperación ligeramente menor. Si se aumenta al doble el tiempo en la aplicación de la carga, curva 3, conservando los mismos incrementos de carga de 0.0625 a 4 kg/cm², se observa de igual forma una variación en el tramo de carga, siendo mayor la pendiente en un 50 %, presentándose, para este caso, una recuperación considerablemente menor respecto a la compresión dada. Estas variaciones se muestran en la tabla 4.2.

4.4 EL C_c EN MUESTRAS INALTERADAS Y REMOLDEADAS

Como se muestra en la fig. 4.10, para la muestra inalterada, curva 4, se obtiene una curva de compresibilidad típica, con sus tramos de recompresión, virgen y de recuperación, presentándose un C_c , notablemente menor que en las curvas de material remoldeado, lo que representa una estructura más firme, contrario a eso, se presenta un porcentaje de recuperación, con respecto a la compresión

total, mayor que en las muestras remoldeadas. En estas condiciones el suelo ha sido sometido a las cargas de deposición natural, lo cual se representa en el tramo de recompresión, donde los esfuerzos aplicados no repercuten en grandes deformaciones, como los que se presentan en su tramo virgen.

La figura 4.11 muestra 3 curvas de compresibilidad de un suelo inalterado perteneciente a la misma cuenca de donde se obtuvieron las muestras de suelo que se ensayaron en estado remoldeado, donde no se aprecia un tramo de recompresión. De estas curvas se pueden apreciar dos características: se trata de un suelo cuyo índice plástico es relativamente bajo, y la profundidad de la muestra es muy somera, con lo cual no se presenta un alivio de esfuerzos considerable.

Aún cuando la configuración de la curva es similar a la obtenida de las muestras remoldeadas, se presenta un Índice de compresibilidad notablemente menor, del orden de 0.10 a 0.15, mientras que en los suelos remoldeados se presentan valores mínimos de C_c de 0.29, por lo que, nuevamente se hace evidente la influencia de la historia de carga de los suelos en sus propiedades de compresibilidad, en cuanto al tiempo de aplicación de carga (en este caso deposición), así como en la magnitud de la carga aplicada.

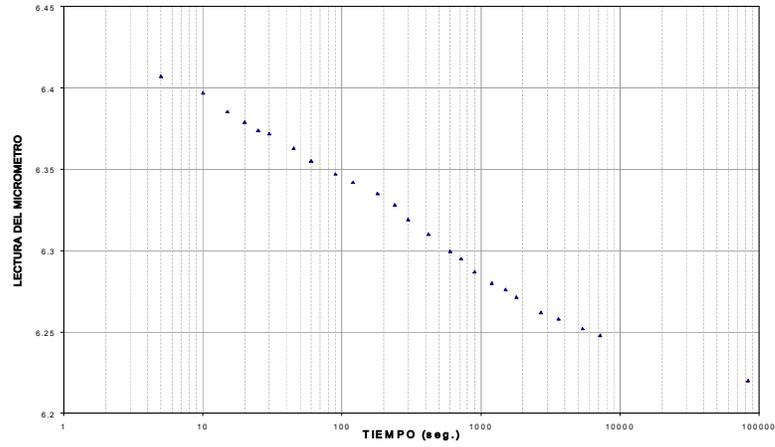
4.5 RESUMEN DE RESULTADOS

En la fig. 4.12 a y b se presentan las curvas de compresibilidad de suelos inalterados y remoldeados con aplicación de cargas a cada 24 hr. Para el caso de la figura b, se normalizó la relación de vacíos con la relación de vacíos al inicio de la prueba con el fin de observar en forma comparativa la configuración de unas curvas de suelo inalterado con respecto a aquellas pertenecientes a suelos remoldeados. De esta forma se observa claramente que, aún cuando las propiedades de ambos tipos de suelos (remoldeados e inalterados) no coinciden rigurosamente, se definen dos grupos de curvas con pendiente similares.

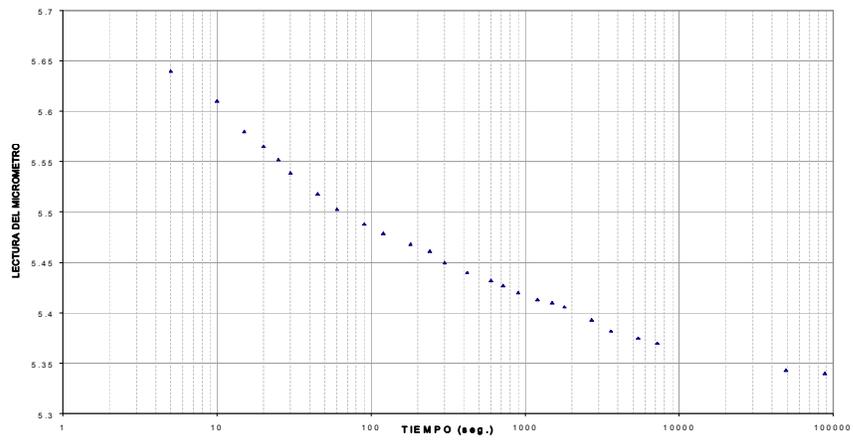
No obstante, como se observa en la fig. 4.12 a, al no tratarse de un mismo suelo, la definición de las curvas de suelo remoldeado no corresponden a la continuación del tramo virgen de las curvas en suelo inalterado, por lo que, a fines de hacer esta comparación, se deberían realizar pruebas de compresibilidad en suelos remoldeados, pertenecientes a las muestras con las que se realicen las pruebas en suelos inalterados.

Lo anterior no permitió encontrar, con datos experimentales, una relación entre el suelo remoldeado e inalterado que nos permitiera, a su vez, buscar una relación entre el índice de compresibilidad y la

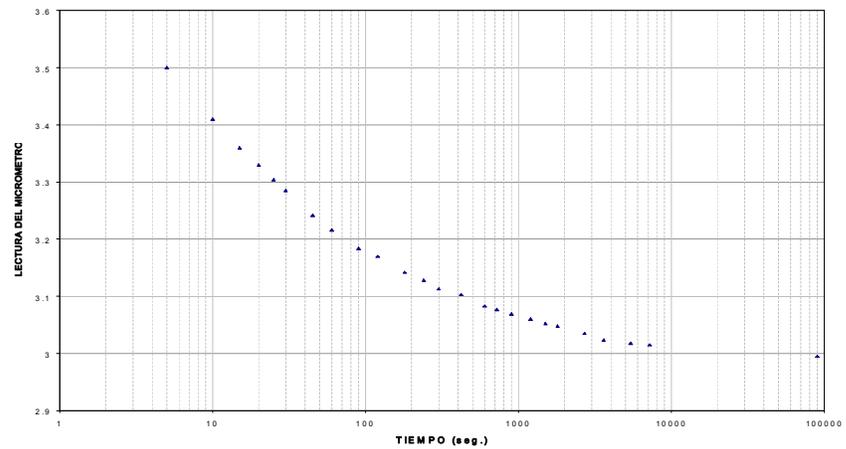
relación de vacíos en el límite líquido; sin embargo, en la investigación bibliográfica se encontraron unas correlaciones entre dichas variables, basadas en estudios experimentales en muestras de suelo remoldeado con contenidos de agua mayores al límite líquido, con lo cual, solo restaría verificar su aplicabilidad en las arcillas correspondientes al sitio de la presente investigación.



a) Esfuerzo menor al crítico

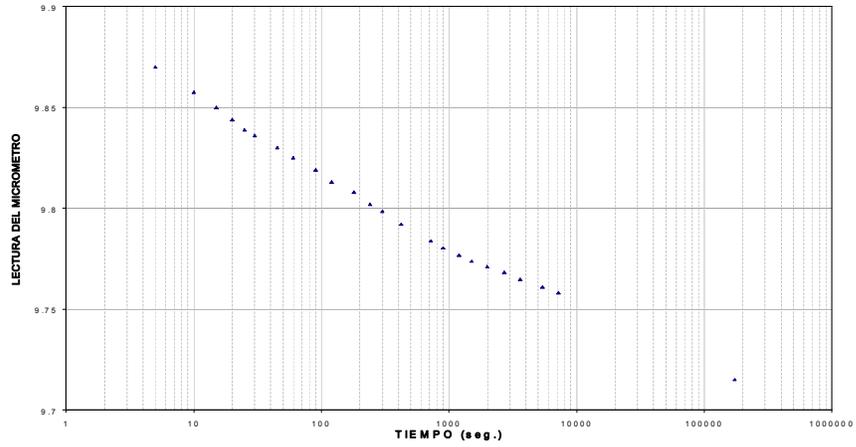


b) Esfuerzo próximo al crítico

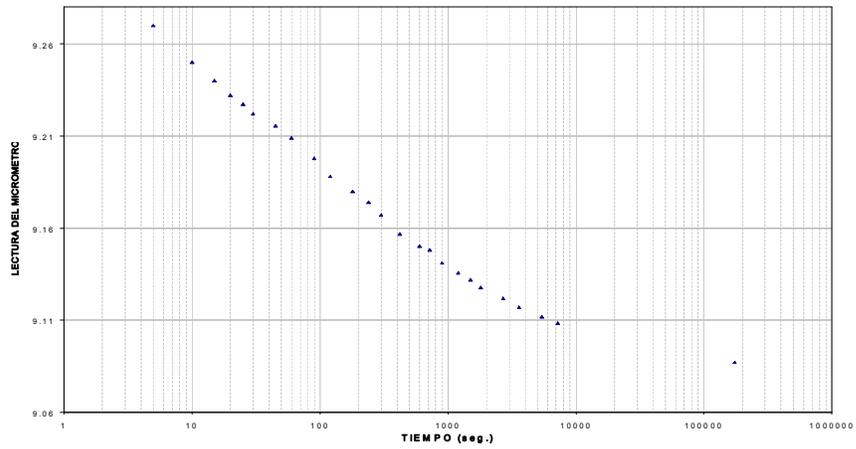


c) Esfuerzo mayor al crítico

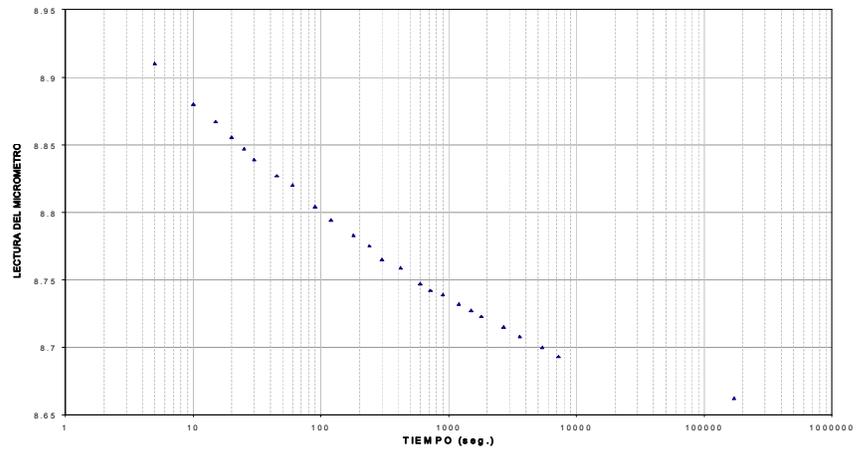
Fig.4.1 Curvas de consolidación en material inalterado, con incrementos de carga a cada 24 hr.



a) Esfuerzo menor al crítico

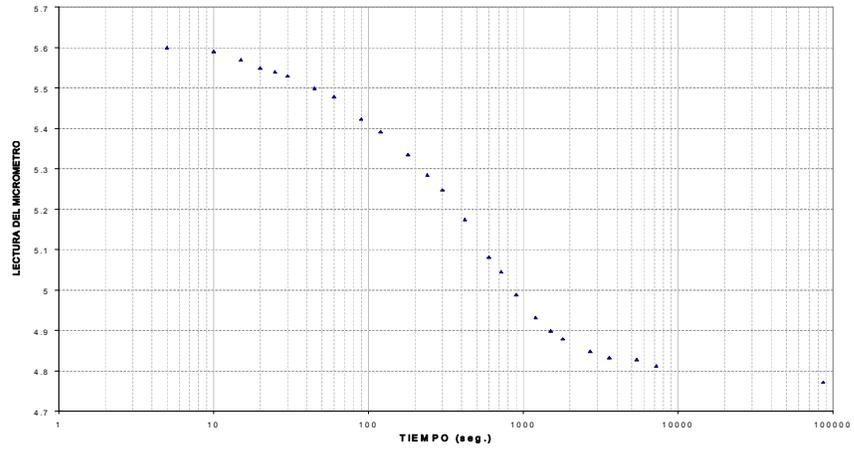


b) Esfuerzo próximo al crítico

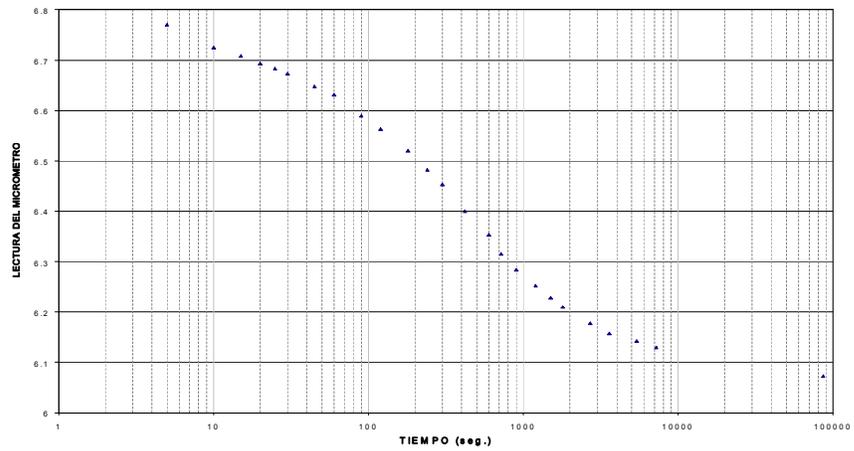


c) Esfuerzo mayor al crítico

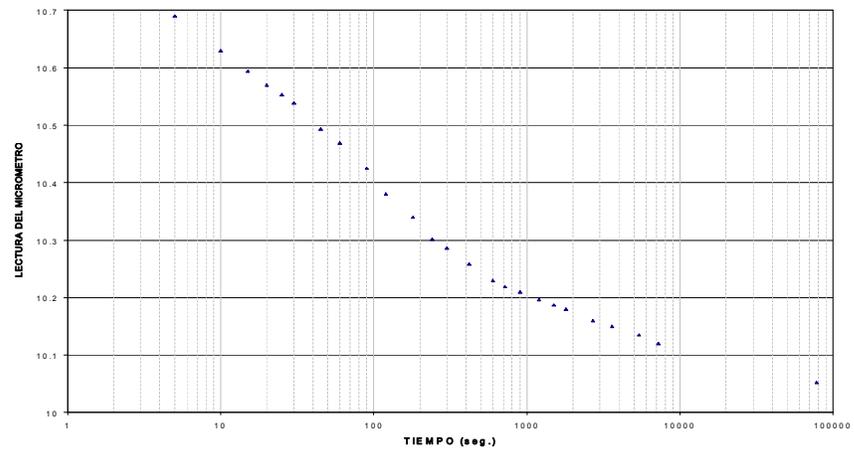
Fig.4.2 Curvas de consolidación en material inalterado, con incrementos de carga a cada 48 hr.



a) Esfuerzo menor al crítico

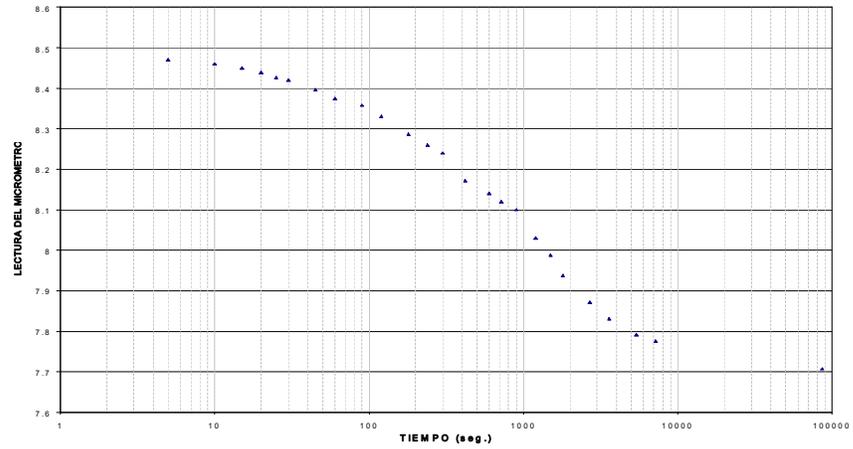


b) Esfuerzo próximo al crítico

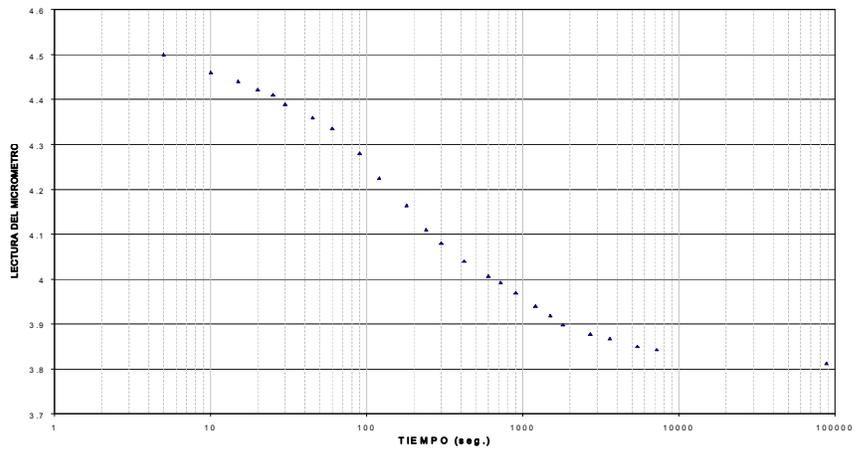


c) Esfuerzo mayor al crítico

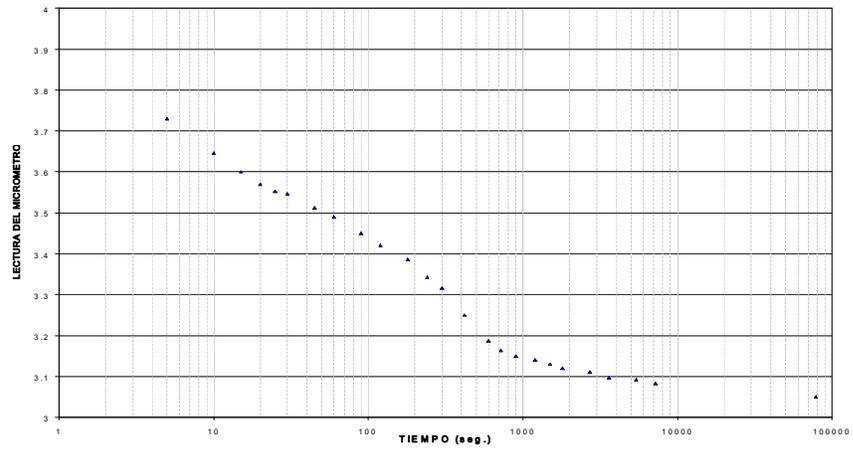
Fig. 4.3 Curvas de consolidación en material remoldeado, con incrementos cada 24 hr.



a) Esfuerzo menor al crítico



b) Esfuerzo próximo al crítico



c) Esfuerzo mayor al crítico

Fig.4.4 Curvas de consolidación en material remoldeado, con incrementos cada 48hr.

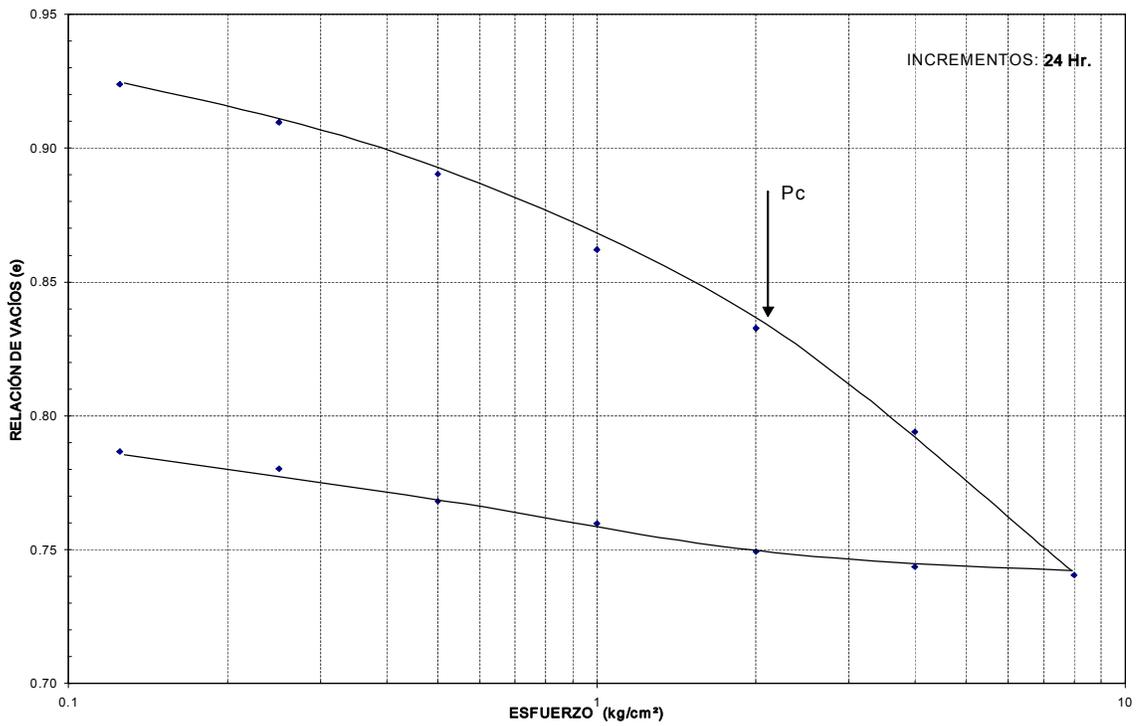
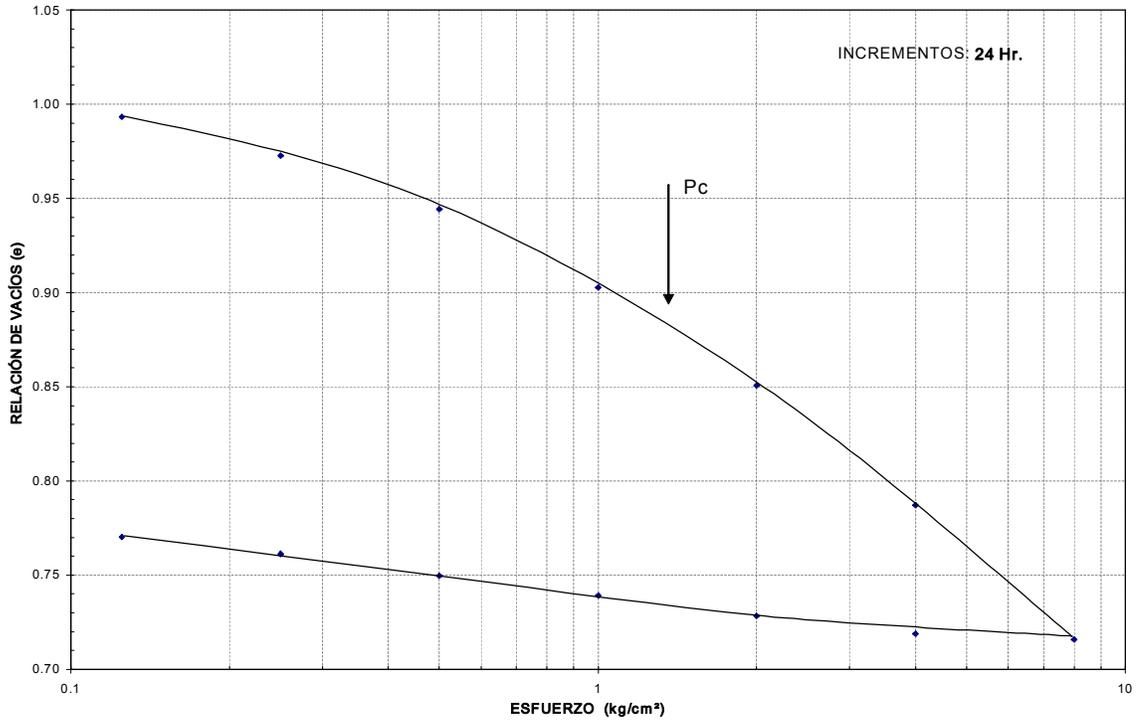


Fig. 4.5 Curvas de compresibilidad en material inalterado, con incrementos cada 24 hr.

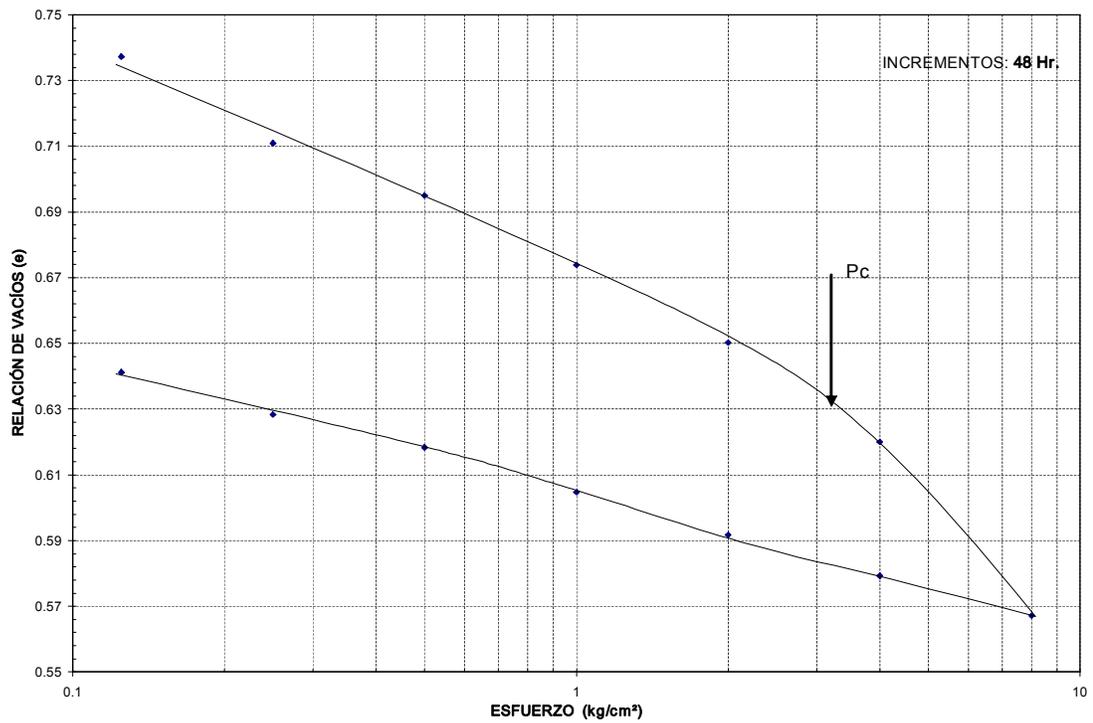
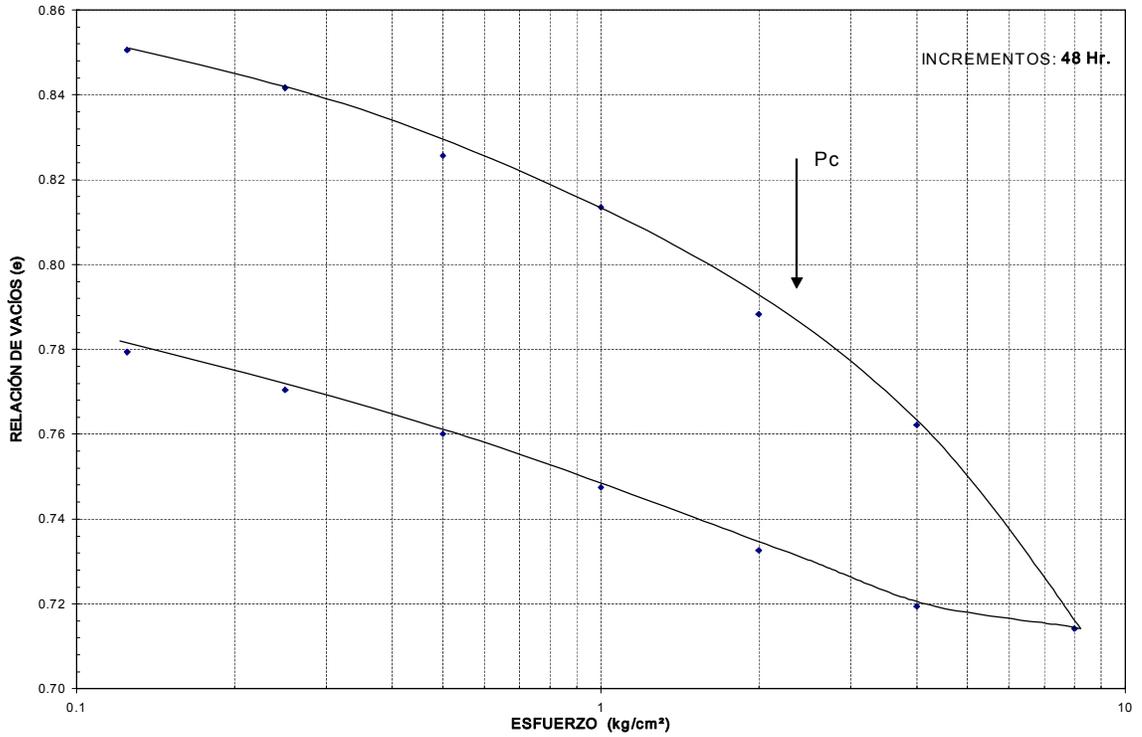


Fig. 4.6 Curvas de compresibilidad en material inalterado, con incrementos cada 48 hr.

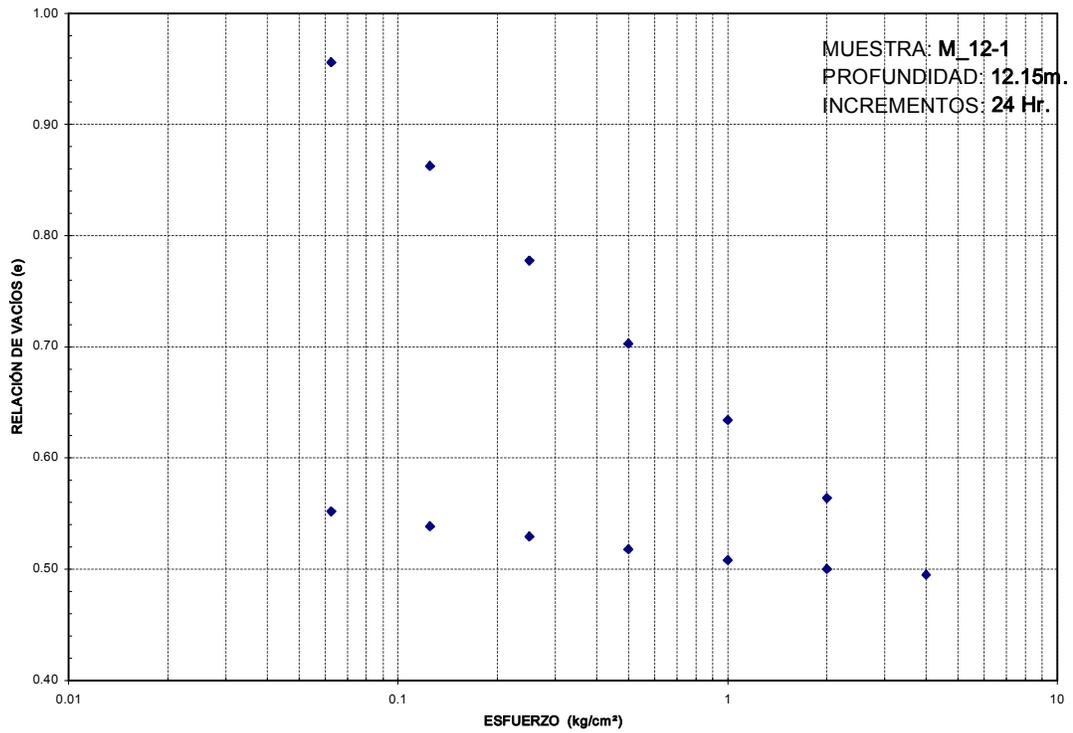
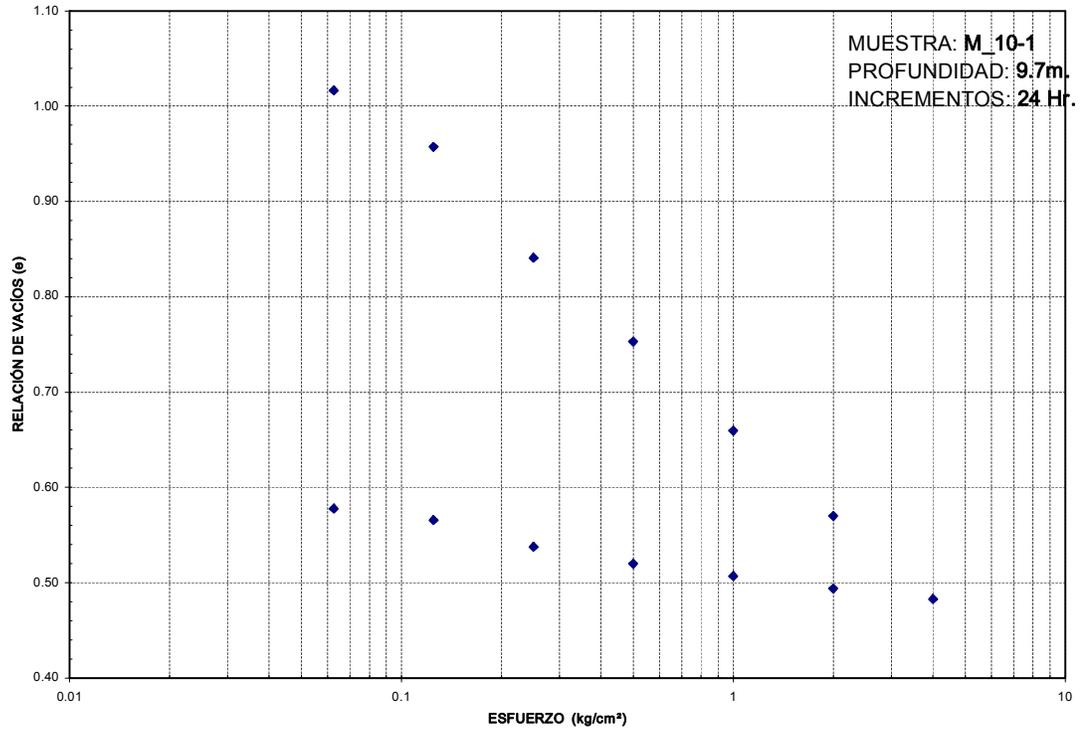
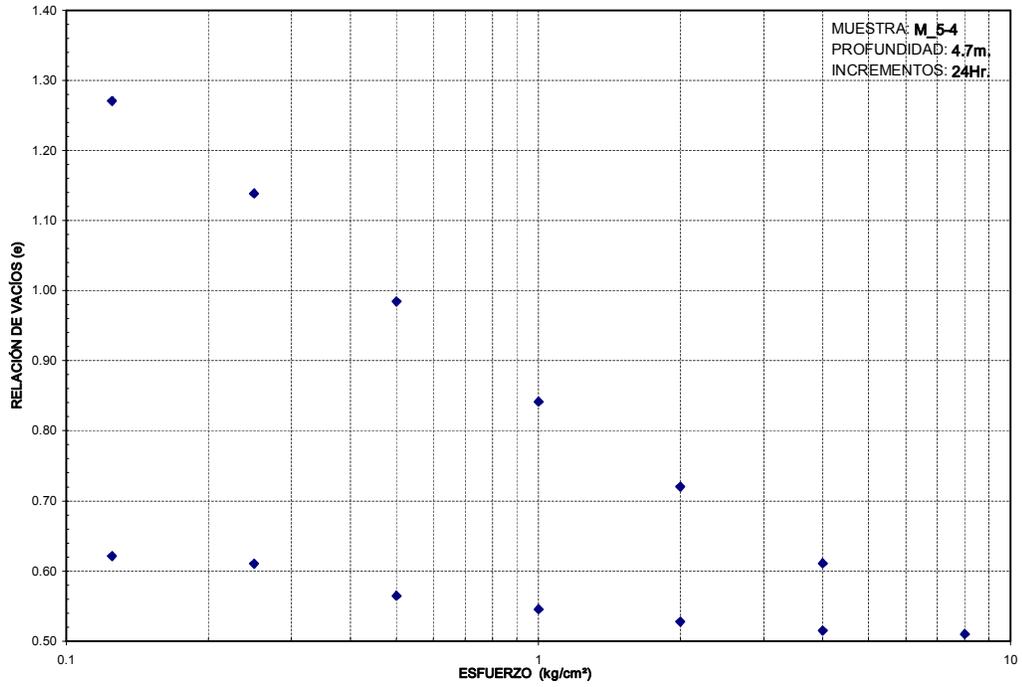
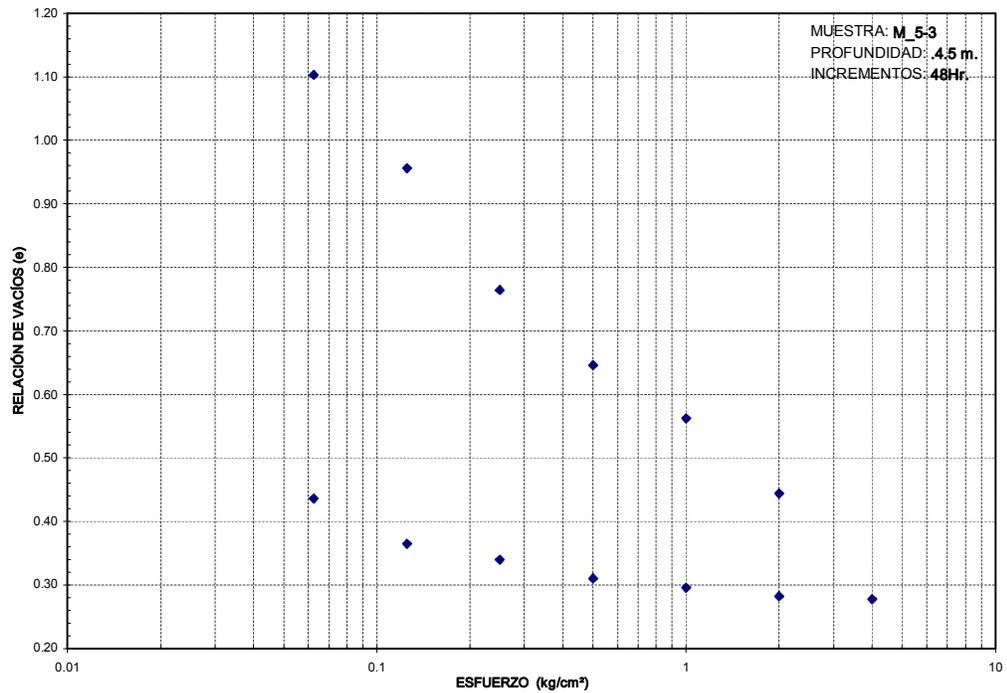


Fig. 4.7 Curvas de compresibilidad en material remoldeado, con incrementos cada 24 hr.



a) Incrementos de carga a cada 24 hr



b) Incrementos de carga a cada 48 hr.

Fig. 4.8 Curvas de compresibilidad en material remoldado de un mismo estrato con diferentes tiempos en incrementos de carga.

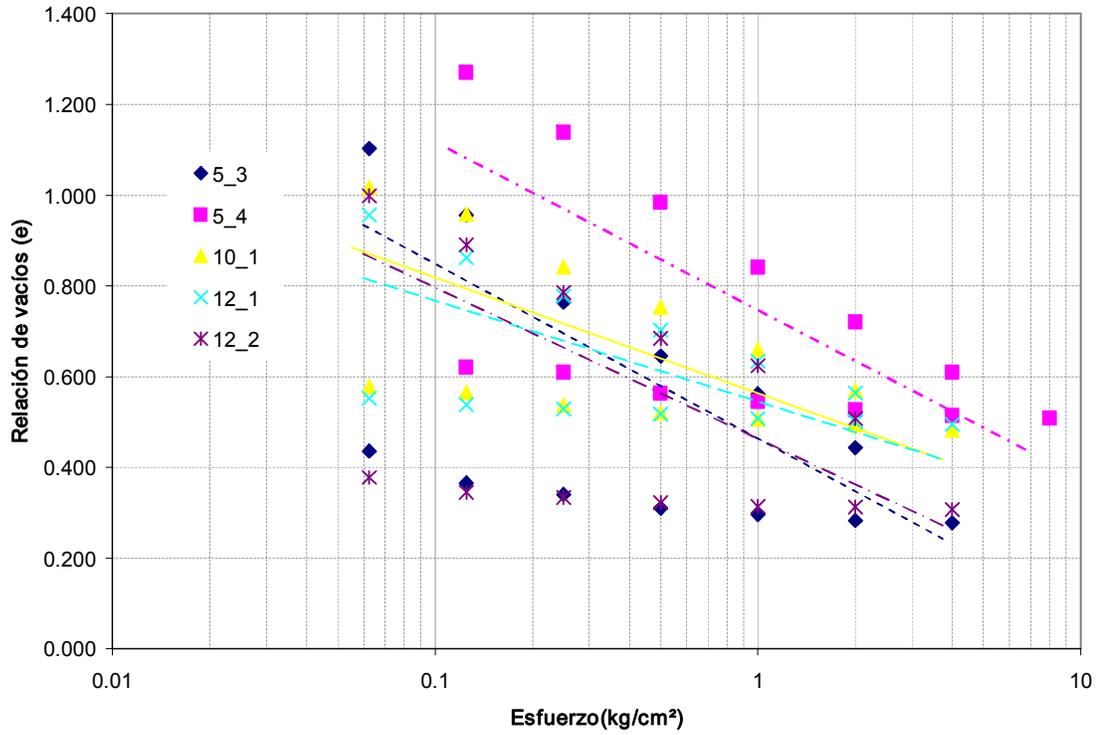


FIG. 4.9. Curvas de compresibilidad en muestras remoldeadas

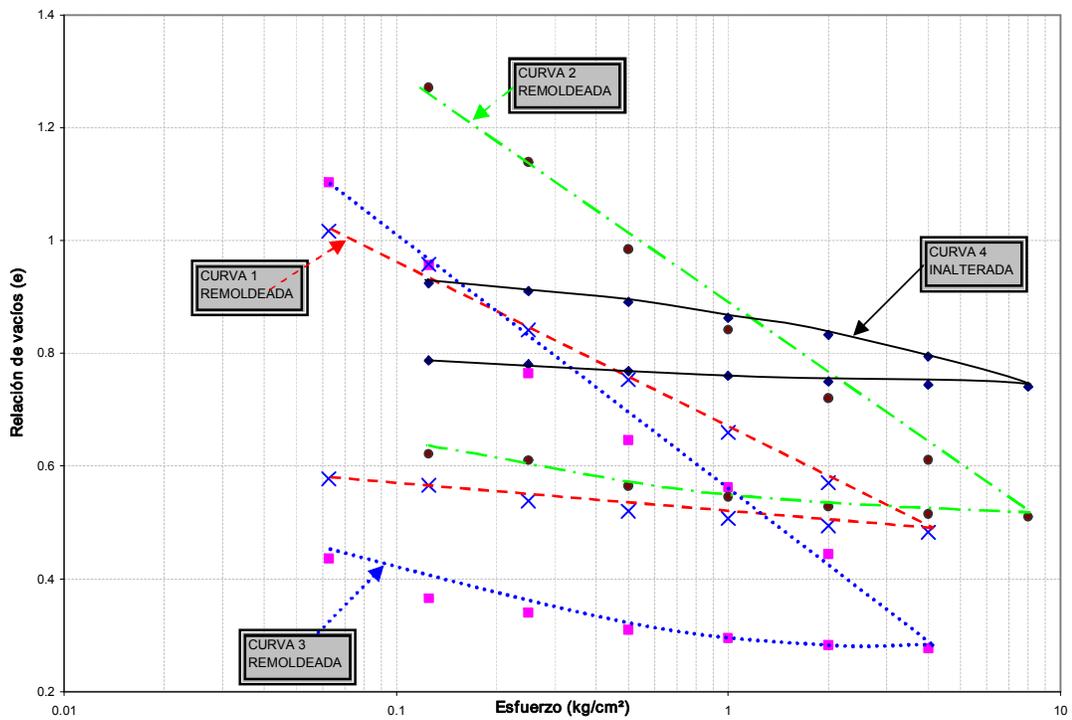


FIG. 4.10. Comparación de curvas de compresibilidad en muestras inalteradas y remoldeadas

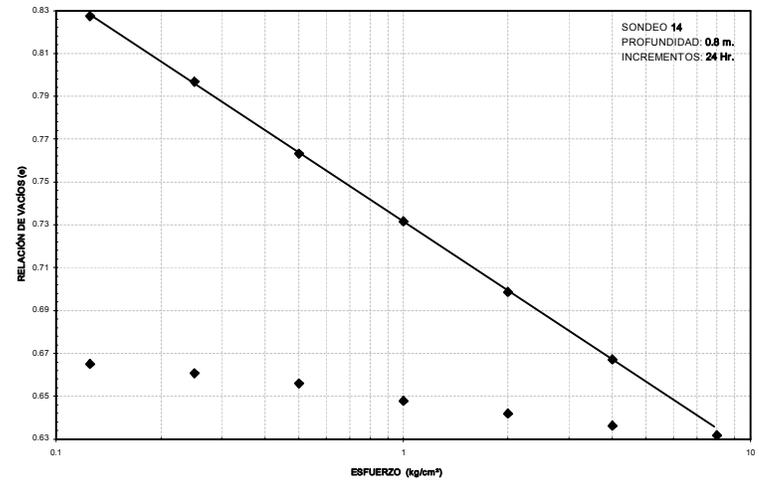
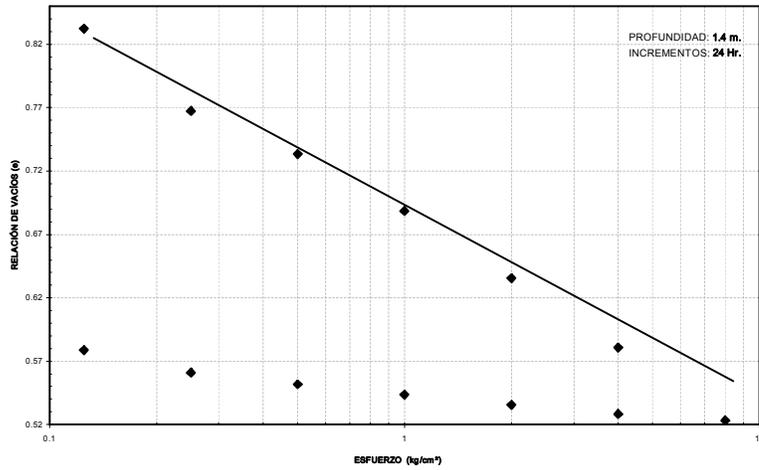
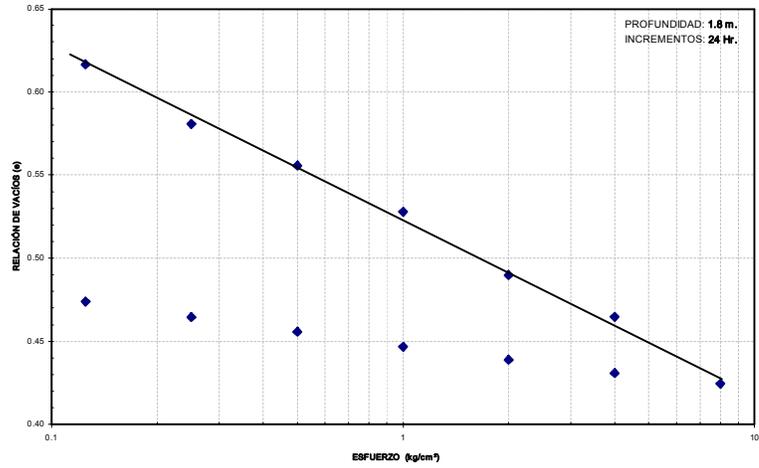
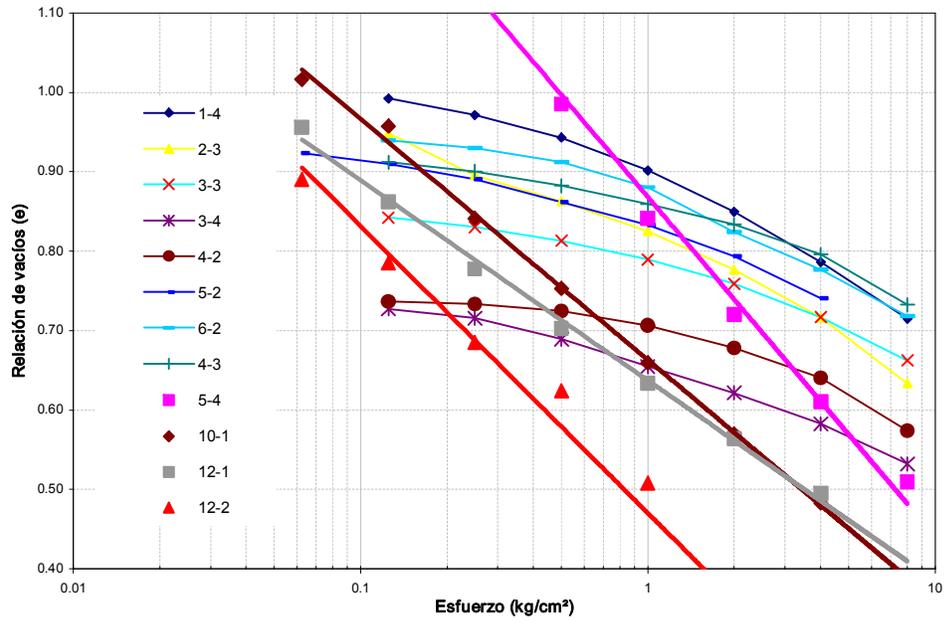
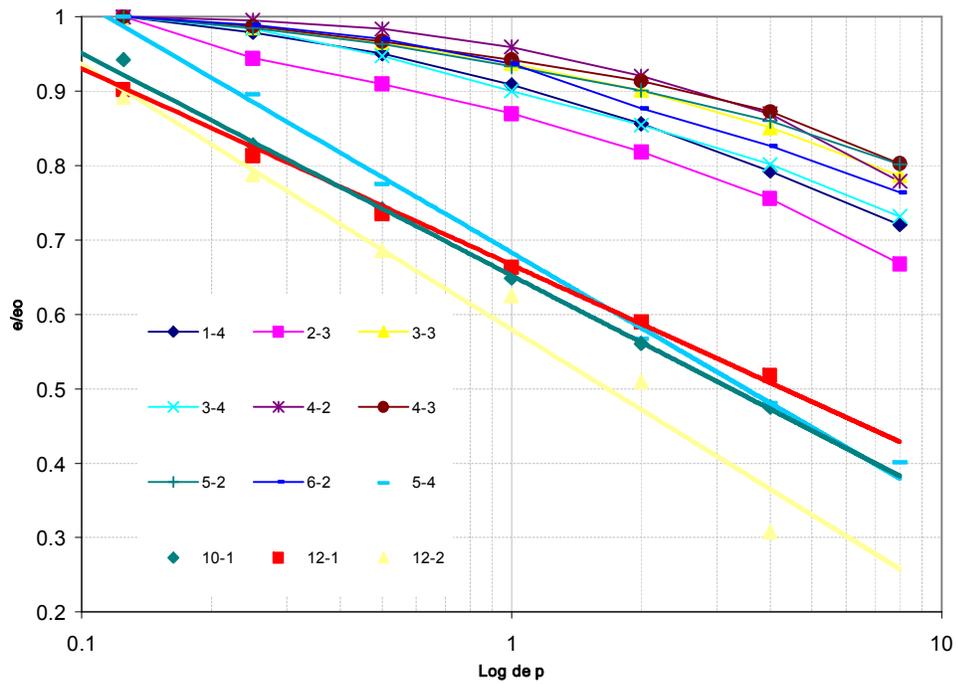


Fig. 4.11. Curvas de compresibilidad de suelos recién formados



a) Curvas tradicionales



b) Curvas normalizadas

Fig. 4.12. Curvas de compresibilidad de suelos inalterados y remoldeados con aplicación de cargas a cada 24 hr. a) tradicionales, b) Normalizadas (relación de vacíos con la relación de vacíos al inicio de la prueba)

CAPITULO V

CORRELACIONES PARA OBTENER C_c EN FUNCIÓN DE ω_L , e_n Y ω_n

En este capítulo se presentan correlaciones que permiten obtener valores aproximados del índice de compresibilidad a partir de tres propiedades índice, determinadas a partir de un proceso estadístico, basado en análisis de regresión lineal. Así mismo, se hace un análisis de los resultados obtenidos al aplicar las distintas correlaciones empíricas existentes para determinar el coeficiente de compresibilidad para el material en estudio, realizando una comparación con las relaciones experimentales de la presente investigación.

El presente estudio está enfocado al parámetro de compresibilidad, C_c , el cual es crucial en la determinación de los asentamientos de una estructura. Por lo que C_c es la variable dependiente y se trata como función de: ω_n , e_n y ω_L , que son llamadas variables independientes.

5.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Para obtener las correlaciones del Índice de Compresibilidad de las arcillas en estudio, se recopilaron un total de 224 pruebas de compresibilidad de casi 100 sondeos realizados en suelos aledaños a las ciudades de Coatzacoalcos y Minatitlán, Veracruz, de acuerdo a la relación presentada en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Relación de estudios recopilados para obtener los datos para las correlaciones.

Nombre del estudio	Fecha de realización	Compañía
Proyecto de Reconfiguración y Modernización de la Refinería "Lázaro Cárdenas del Río", Minatitlán, Ver. Segunda etapa de estudios geotécnicos. Informe del Estudio Geotécnico	Dic-02	Comisión Federal de Electricidad
Proyecto de Reconfiguración y Modernización de la Refinería "Lázaro Cárdenas del Río", Minatitlán, Ver	Junio-01	Ingenieros Especialistas en Cimentaciones S.A.
Estudio geotécnico para diseño y construcción de cimentaciones para estructuras en áreas de trampas de diablos, soportes y puentes de tuberías en los DDV 28 y 35 de la refinería "Gral. Lazaro Cardenas". Minatitlan, Ver.	Ago-01	Especialistas Industriales, Ingeniería y construcción, S.a de C.V
Sustitución de agua de río en el interior de la refinería "Gral. Lazaro Cardenas". Minatitlan, Ver.	Mayo, 1998	Especialistas Industriales Ingeniería y Construcción, S.A de C.V.
Reporte Final, Investigación Geotécnica para la Presa de Almacenamiento de salmuera en Tuzandépetl, Ver.	1997	Instituto Politécnico Nacional
Estudio de mecánica de suelos "Refinería Lazaro Cardenas, Planta de Polimerización" Minatitlan, Ver.	Feb-93	Bufete de Ingeniería del Golfo S.A de C.V.
Estudios de mecánica de suelos y bases para la ingeniería básica deisobutanizadora de la Refinería "Gral. Lazaro Cardenas". Minatitlan. Ver.	Feb-93	Bufete de Ingeniería del Golfo S.A de C.V
Planta Tratadora de Agua Sistema de Neutralización, Refinería Lazaro Cardeas. Minatitlan, Ver.	Jul-90	Instituto Mexicano del Petroleo
Reporte de mecánica suelos para el diseño de la cimentación de los edificios y estructuras que integran el centro de capacitación IMP, de la refinería de Minatitlan, Veracruz	Mar-80	PEMEX G.PC. Gerencia de Proyectos y Construccion
Tratamiento secundario de residuos y líquidos aceitosos, Refinería "Gral. Lazaro Cardenas". Minatitlan Ver.	Feb-80	PEMEX G.P.C. Gerencia de Proyectos y Construcción
Informe preliminar del estudio de mecánica de suelos Atasta, Campeche PEMEX estación de recompresión del gasoducto Atasta, Ciudad PEMEX.	Mayo-80	Ingenieros Consultores Grupo DIRAC (G.H.I)
Tratamiento de residuos líquidos Aceitosos de la Refinería "Gral. Lazaro Cardenas" Preliminar. Minatitlan, Ver.	May-75	Instituto de Ingeniería UNAM
Información para el diseño de cimentaciones	Mar-75	Oficinas Superintendencia GPC, Cangregera, Ver.
Estudio de mecánica de suelos Area "N", Minatitlan, Ver.	Jul-61	Laboratorio de ingeniería y Arquitectura AP S.C.

La zona de estudio se observa en la fig. 5.3. Adicionalmente se tomaron en cuenta las pruebas realizadas, descritas en el capítulo anterior, con lo cual se acumularon un total de 240 registros de compresibilidad, con sus respectivos valores de propiedades índice, con las que se llevó a cabo la correlación. Como se podrá observar posteriormente, se distingue una variación muy evidente en las

propiedades índice de un reducido número de muestras, que son indicativas de suelos de diferente origen, o de diferentes propiedades fisicoquímicas. Dichos valores no fueron tomados en cuenta en las correlaciones finalmente obtenidas.

En la figura 5.4 se muestra la distribución de los suelos recopilados con límite líquido menor de 100 en la carta de plasticidad, los cuales han sido clasificados en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), donde se observa que se trata principalmente de arcillas tanto de baja como de alta compresibilidad, con un reducido número de limos.

Los sondeos de donde se obtuvieron la mayoría de los datos utilizados para las correlaciones fueron realizados entre los años de 1997 y 2002 (ver tabla 5.1), principalmente en tres estudios diferentes, localizados en municipios diferentes, dentro del área enmarcada en la figura 5.3: Coatzacoalcos, Minatitlán y Nanchital, todos dentro de la misma provincia geológica,.

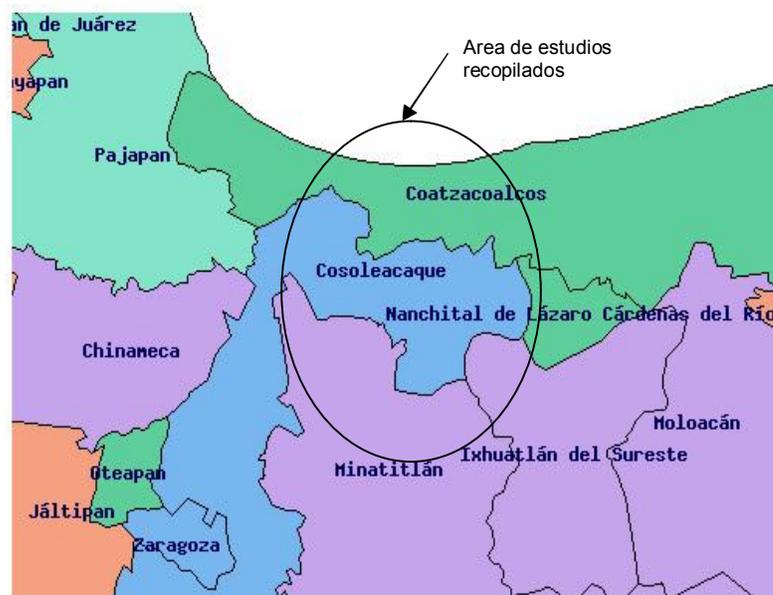


Fig. 5.3. Área de estudios recopilados para las correlaciones obtenidas.

5.2 SELECCIÓN DE PROPIEDADES PARA LA CORRELACIÓN

Cualquier propiedad índice es fácil de obtener, por lo cual puede ser utilizada como variable para obtener una correlación con el C_c . No obstante, se debe considerar el objetivo del estudio para escoger la más adecuada, que tenga alguna relación física con la variable dependiente, además de tomar en cuenta la cantidad y calidad de datos disponibles.

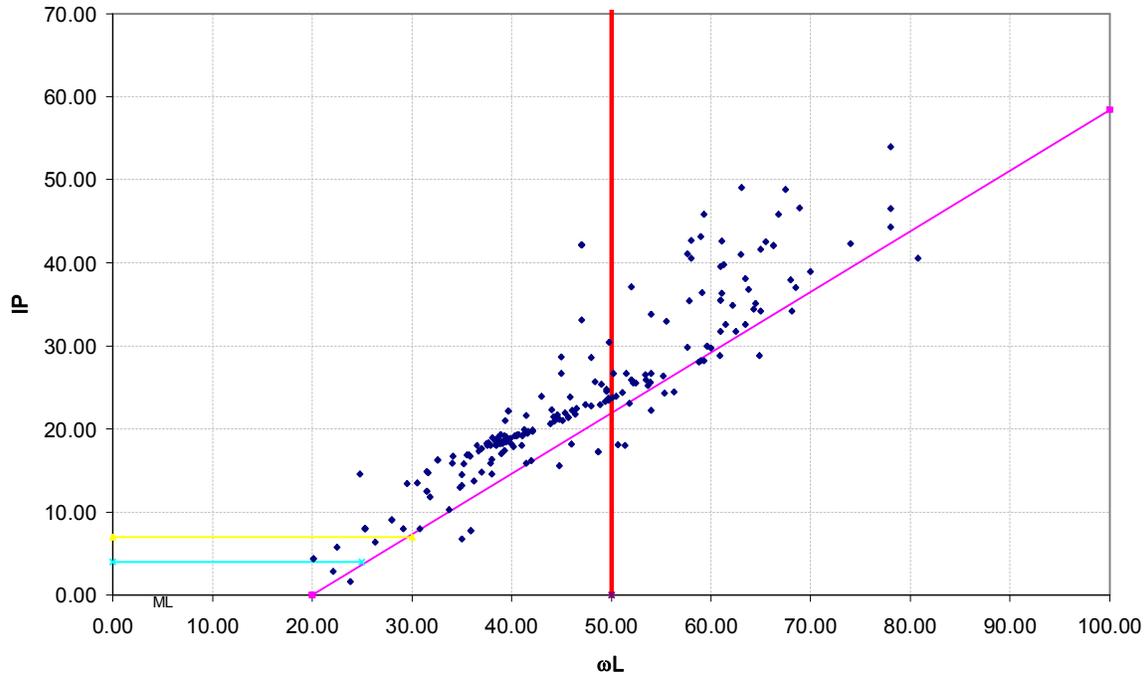


Fig. 5.4 Clasificación del suelo en estudio según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Del análisis de las propiedades índice de los sondeos geotécnicos recopilados y de las características principales de la zona de estudio, así como, principalmente de las características de compresibilidad de los suelos finos, se definieron las variables independientes a utilizar en el estudio, las cuales son: el límite líquido, por ser una propiedad que depende del tipo de suelo, el tamaño de sus partículas y las características de superficies de dichas partículas, lo cual involucra las propiedades de la fase sólida del suelo que determinan la capacidad de retención de agua intersticial en su estructura; históricamente se ha dado énfasis a la dependencia del índice de compresibilidad con la relación de vacíos e . Esto ha sido lógico en vista del hecho de que C_c se deriva de la curva de compresibilidad y representa la reducción de vacíos debido a la expulsión de fluidos, ya sea agua o aire, provocada por un incremento de esfuerzos en el suelo, por lo que e es directamente proporcional con la cantidad de compresión que puede presentarse en el suelo; finalmente se seleccionó el contenido de agua ω , específicamente por la cantidad de valores disponibles y por la confiabilidad que representa su obtención, además de que, como es bien sabido, el límite líquido corresponde a un contenido de agua y de acuerdo a resultados reportados en la literatura, e presenta una relación lineal con ω_n y el ω_L , aunque el uso de esta propiedad solo es válida para el caso de suelos totalmente saturados.

5.3 TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Los valores recopilados de todas las propiedades por correlacionar con el índice de compresibilidad se analizaron en una gráfica de dispersión general, para obtener un modelo que se ajuste a la tendencia lineal mediante un análisis de regresión.

En el análisis se toman en cuenta como variables básicas el contenido de agua, la relación de vacíos y el límite líquido y se desarrolla un modelo de correlación para transformar éstos datos en resultados del índice de compresibilidad.

En las gráficas se observaron valores de las distintas propiedades que, a simple vista, no guardaban relación con el resto de datos, los cuales no se tomaron en cuenta para obtener la correlación final correspondiente.

La fig. 5.5 muestra la correlación de grupos de dos de las variables independientes. La mayoría de las variables muestran relativamente alta correlación, como es evidente con los valores del coeficiente de correlación mostrados en la tabla 5.2. Esta alta correlación se obtiene, debido al alto rango de valores de los grupos, en el cual, existen datos muy aislados, que ejercen gran influencia en la relación.

En la tabla 5.2 se presenta la matriz de correlación que presenta la relación lineal entre todas las combinaciones posibles de dos de las variables utilizadas en el estudio. Un valor de +/-1 representa una relación lineal perfecta entre dos variables, mientras que una nula relación la representa un valor igual o cercano a cero del coeficiente. Es evidente que la variable independiente, ω_L es la que tiene menor relación con C_c , y para el caso de ω_n y e_n se observa una correlación positiva muy fuerte. Por otro lado, los pares de variables (ω_n, ω_L) , (ω_n, e_n) y (e_n, ω_L) , son también alta y positivamente relacionados.

Tabla 5.2. Matriz de correlación que muestra la relación lineal entre grupos de dos variables

	ω_n	ω_L	e_n	C_c
ω_n	1.00			
ω_L	0.78	1.00		
e_n	0.98	0.76	1.00	
C_c	0.97	0.77	0.97	1.00

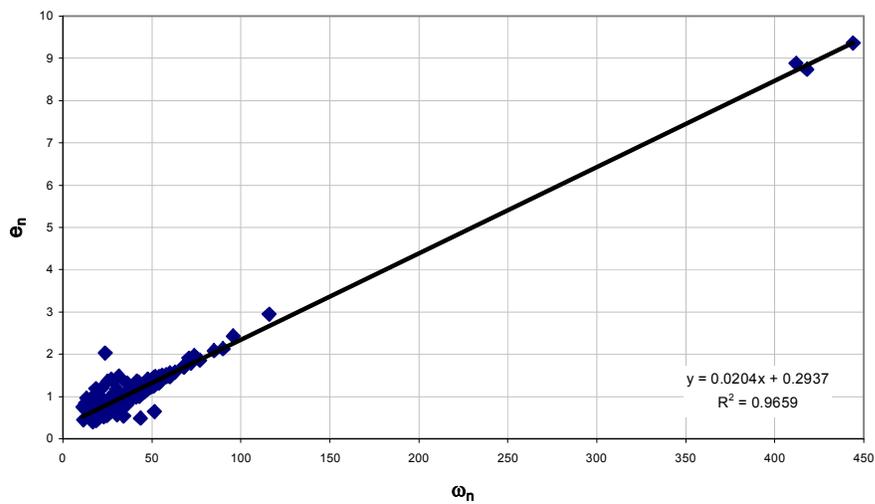
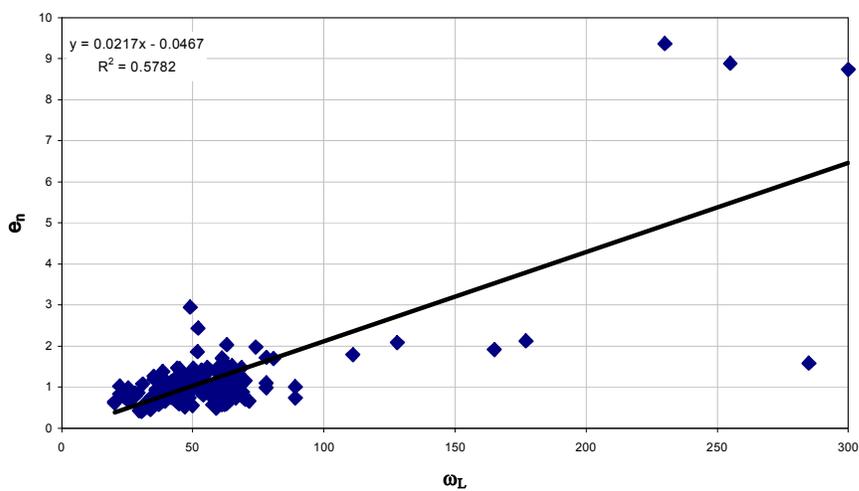
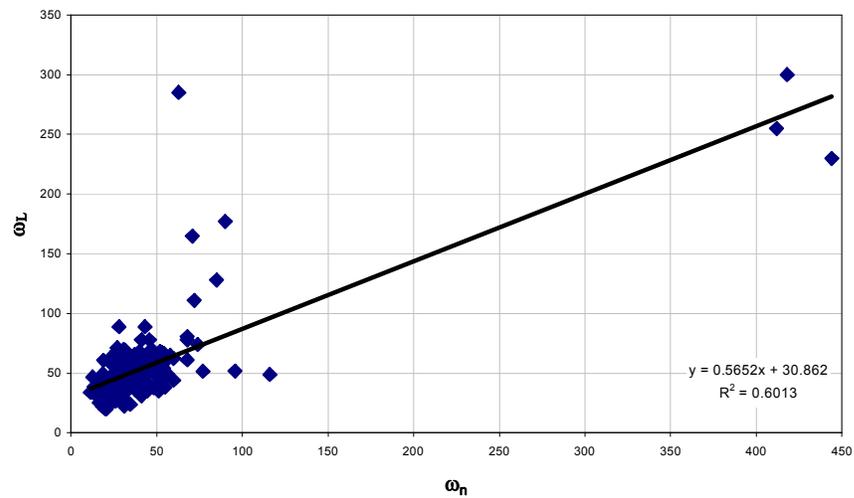


Fig. 5.5 Gráficas de correlación entre grupos de dos variables independientes utilizadas en el estudio.

5.4 EVALUACIÓN DE LA CORRELACIÓN ENTRE C_c Y ω_n

El contenido de agua del suelo en estudio es generalmente bajo, con valores medidos desde 11% a 120%, presentándose valores ocasionales por arriba de 400%. Un estudio preliminar de dispersión en la relación ω_n - C_c , mostró una influencia excesiva del escaso número de valores próximos al límite superior, por lo que se decidió acotar los valores hasta 120%, como máximo, de igual manera, se depuraron algunos valores que no guardaban relación alguna con el resto de los datos recopilados. Una vez hecha la depuración, la correlación final se realizó con un total de 217 registros de consolidación.

En la figura 5.6 se muestra la correlación positiva que existe entre el contenido de agua y el índice de compresibilidad. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo lineal de la forma:

$$C_c = 0.0086 (\omega_n - 5.512) \quad (5.3.1)$$

El coeficiente de correlación entre los valores del contenido de agua e índice de compresibilidad es de 0.847. Un resumen de parámetros obtenidos por estadística inferencial para la población de datos se muestra en la tabla 5.3. Debido a la alta correlación existente entre ω_n y C_c , se puede decir que el contenido de agua del suelo, puede proveer una buena indicación de la magnitud de C_c .

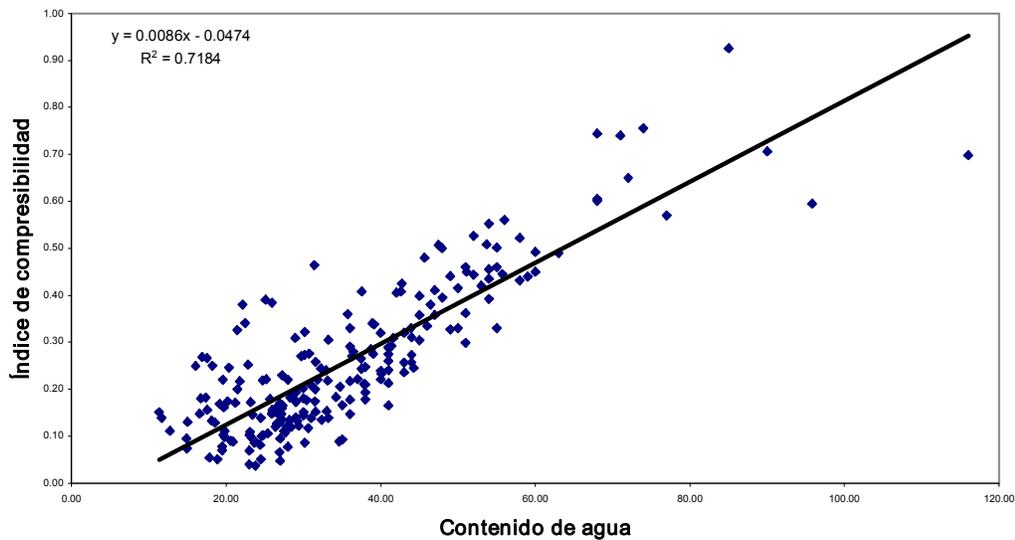


Fig. 5.6 Correlación entre el índice de compresibilidad y el contenido de agua

Tabla 5.3. Parámetros estadísticos, correlación $\omega_n - C_c$

Parámetros estadísticos	
Coefficiente de correlación	0.85
Error máximo	0.253
Error mínimo	-0.244
Error promedio	0.0057
Varianza	0.007
Desviación estándar	0.084

5.5 EVALUACIÓN DE LA CORRELACIÓN ENTRE C_c Y e_n

El suelo en estudio presenta, en promedio, valores de relación de vacíos de 1, con valores mínimos de 0.40 y máximos hasta del orden de 9. Al igual que para el caso del análisis con el contenido de agua, un estudio preliminar de dispersión de esta relación, mostró una influencia excesiva del escaso número de valores próximos al límite superior, por lo que se decidió acotar los valores hasta el valor de 2.13, como máximo. Cabe mencionar que arriba del máximo considerado solo se contaba con cinco registros. Adicionalmente se realizó la depuración de los valores que no guardaban relación con el resto del grupo, finalizando con un total de 221 registros para obtener la ecuación de correlación final.

En la figura 5.7 se muestra la correlación positiva que existe entre la relación de vacíos y el índice de compresibilidad. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo lineal de la forma:

$$C_c = 0.4469 (e_n - 0.419) \quad (5.3.2)$$

El coeficiente de correlación entre los valores de la relación de vacíos e índice de compresibilidad es de 0.905. Un resumen de parámetros estadísticos se presenta en la tabla 5.4. En este análisis se sugiere tomar valores de relación de vacíos mayores a 0.5 para determinar un resultado positivo en las estimaciones que se requieran para obtener un valor cualquiera del índice de compresibilidad.

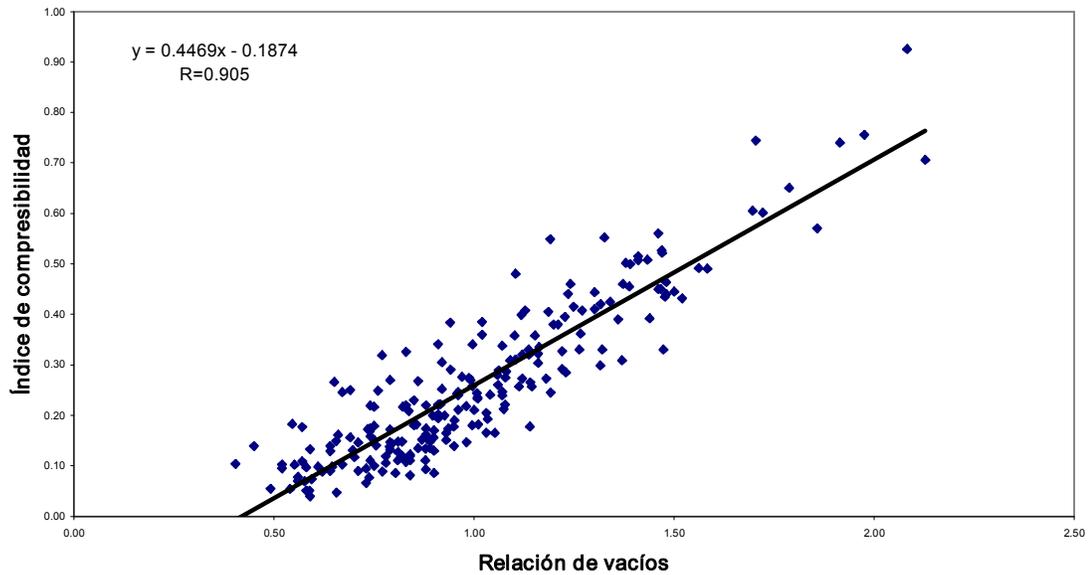


Fig. 5.7 Correlación entre el índice de compresibilidad y la relación de vacíos

Tabla 5.4. Parámetros estadísticos, correlación e_n - C_c

Parámetros estadísticos	
Coefficiente de correlación	0.905
Error máximo	0.142
Error mínimo	-0.204
Error promedio	0.004
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.067

5.6 EVALUACIÓN DE LA CORRELACIÓN ENTRE C_c Y ω_L

En el análisis preliminar de información que se realizó, se observó una gran dispersión de valores de ω_L , esta dispersión se acentúa de estudio a estudio, observándose, en unos casos una ausencia de correlación con el índice de compresibilidad, en otros sin embargo, se observó una mejor correlación, obteniendo, en forma independiente, un coeficiente de correlación hasta de 0.73, pero se trataba de una población muy pequeña de datos, la tercera parte del total.

Al igual que en las propiedades analizadas anteriormente, el suelo presenta una gran cantidad de valores de límite líquido entre el rango de 20 a 177%, encontrándose valores de ω_L de hasta del orden de 300%, pero solo en 4 ocasiones. Como se observa en la fig. 5.8, la dispersión es mayor, por

lo que el análisis de datos preliminar al igual que en las relaciones anteriores, también mostró una influencia excesiva del escaso número de valores próximos al límite superior, así, se decidió tomar como máximo el valor de 177%, además de que fue necesario una mayor depuración de datos con baja relación, llegando finalmente a un total de 204 registros para la correlación fina.

En la figura 5.8 se muestra la correlación positiva que existe entre el límite líquido y el índice de compresibilidad. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo lineal de la forma:

$$C_c = 0.0062 (\omega_L + 6.048) \quad (5.3.3)$$

El coeficiente de correlación entre los valores del límite líquido e índice de compresibilidad es de 0.58. Un resumen de parámetros estadísticos se muestra en la tabla 5.5.

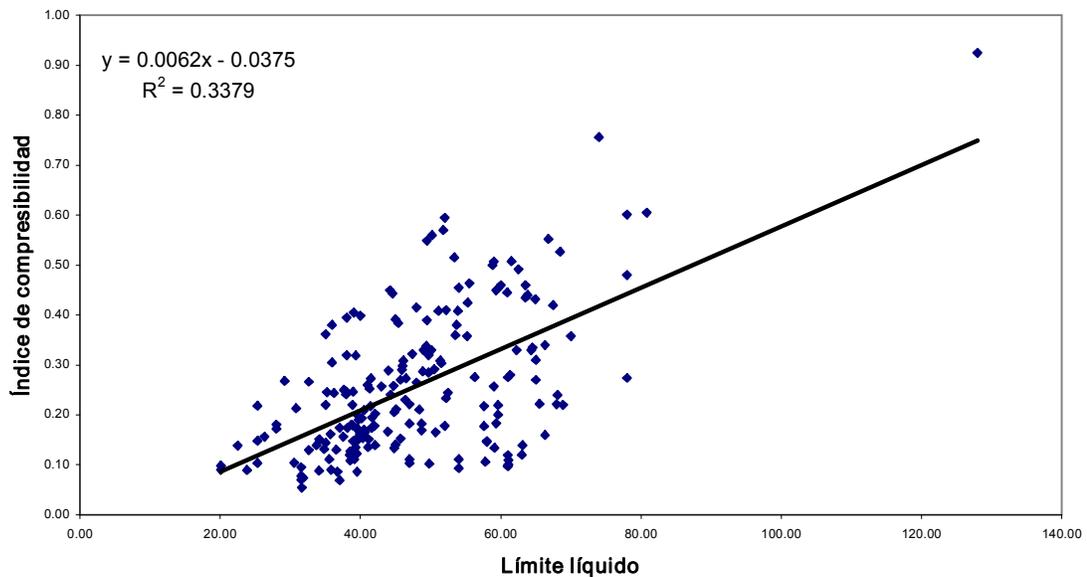


Fig. 5.8 Correlación entre el índice de compresibilidad y el límite líquido

Comparando los resultados de las tres correlaciones anteriores, la correspondiente a la relación de vacíos es la que presenta los mejores resultados, lo cual coincide con lo expuesto en la literatura, mientras que la correlación obtenida con el ω_L , es la que nos presenta el menor coeficiente de correlación y por lo tanto la menor aproximación de nuestra variable dependiente, C_c .

Tabla 5.5 Parámetros estadísticos correlación $\omega_L - C_c$

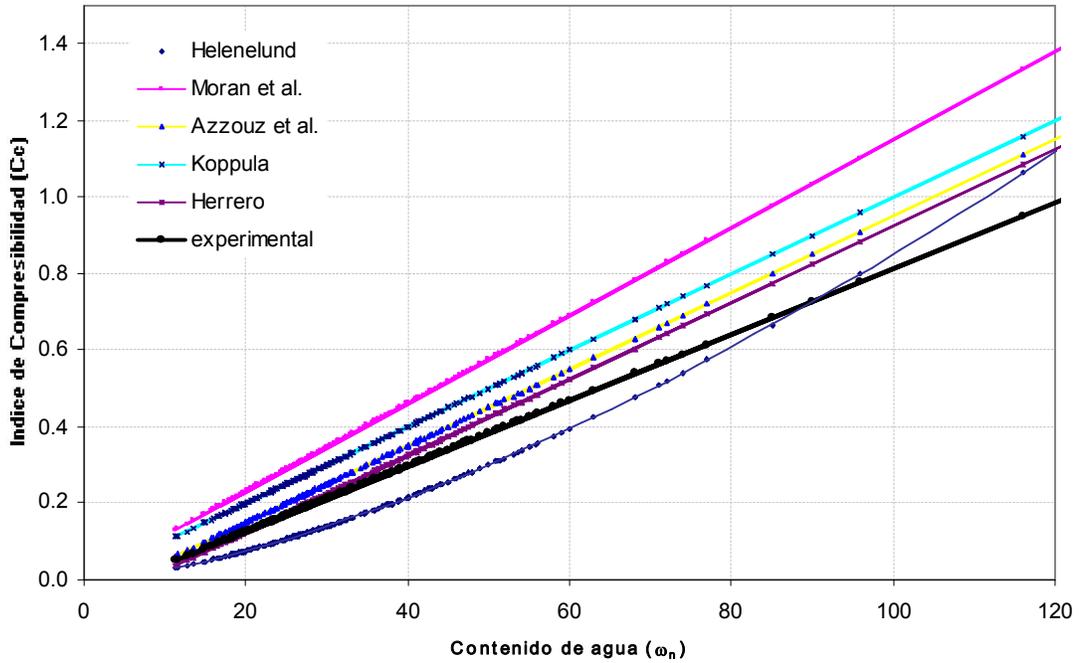
Parámetros estadísticos	
Coefficiente de correlación	0.58
Error máximo	0.24
Error mínimo	-0.33
Error promedio	0.008
Varianza	0.013
Desviación estándar	0.116

5.7 COMPARACIÓN CON OTROS AUTORES

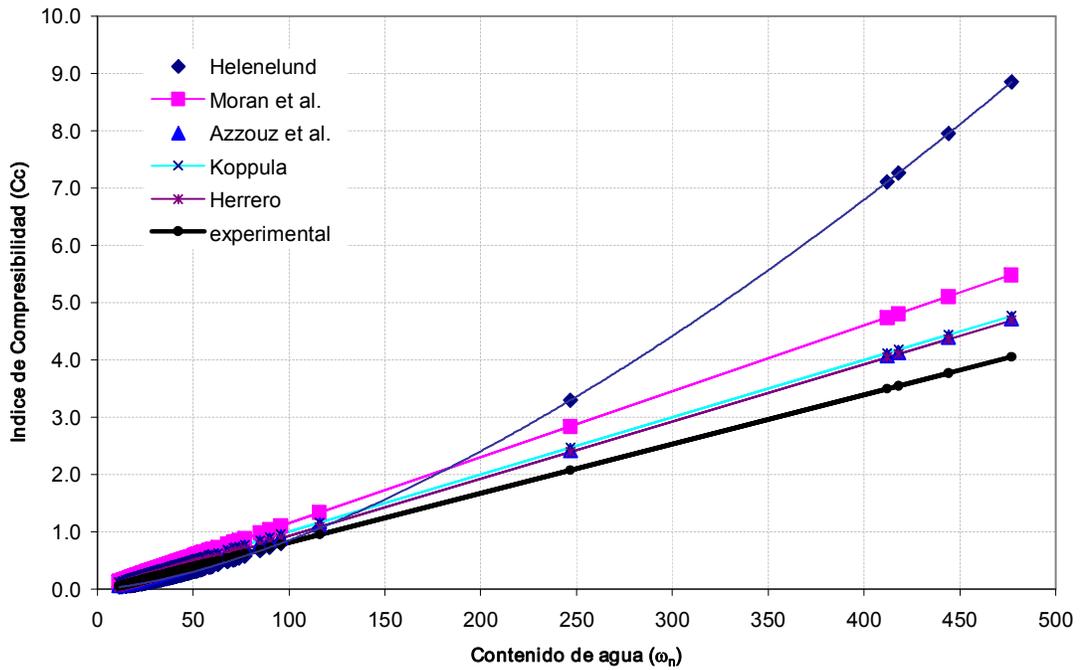
En la fig. 5.9 se presenta una comparación de las correlaciones obtenidas en el presente trabajo, con las correlaciones presentadas por los diversos autores que se mencionan en el capítulo 2, para el contenido de agua. Acorde a las observaciones realizadas en el capítulo mencionado anteriormente estas ecuaciones son muy similares. Sin embargo, para el presente trabajo se obtienen valores menores en todos los casos, exceptuando por la correlación de Helenelud, cuya expresión potencial, nos presenta índices menores, hasta valores de contenido de agua de 90 %, y a partir de 180%, se dispara muy por encima del resto de los autores. Solo en el caso de que a los valores calculados con la correlación obtenida se le aumente el error máximo, se obtienen valores similares a la expresión más conservadora, la de Moran et al. De acuerdo a observaciones de Herrero, el contenido de agua debe ser utilizado para calcular el índice de compresibilidad solamente en suelos saturados.

Las gráficas de la figura 5.10 presentan las correlaciones de los distintos autores para obtener el índice de compresibilidad por medio de la relación de vacíos, comparadas con la obtenida en el presente estudio. En este caso se puede apreciar mayor variación en los resultados, lo cual representa una gran diferencia entre los valores mayor y menor del índice de compresión. La correlación experimental es muy aproximada a la obtenida por Cozzolino para las arcillas de Brasil, y se acerca también a la obtenida por Nishida, que es la que presenta los mejores resultados para el rango general de la relación de vacíos, sin embargo, los valores del índice de compresibilidad obtenidos para relaciones de vacíos mayores a 1.5 con la correlación experimental, aún considerando el error máximo, son menores a los de Nishida.

Para el caso de la correlación del índice de compresibilidad con el límite líquido, fig 5.11, aún cuando no se logró obtener un coeficiente de correlación óptimo, se observa que el experimental presenta los mejores resultados para el rango general del límite líquido, sin embargo, la expresión de Terzaghi y Peck en 1967 sigue dando los valores más conservadores (el mayor) de C_c , mientras que la presentada por Cozzolino esta muy por debajo del resto, calculando valores muy pequeños, y por tanto optimistas del C_c .

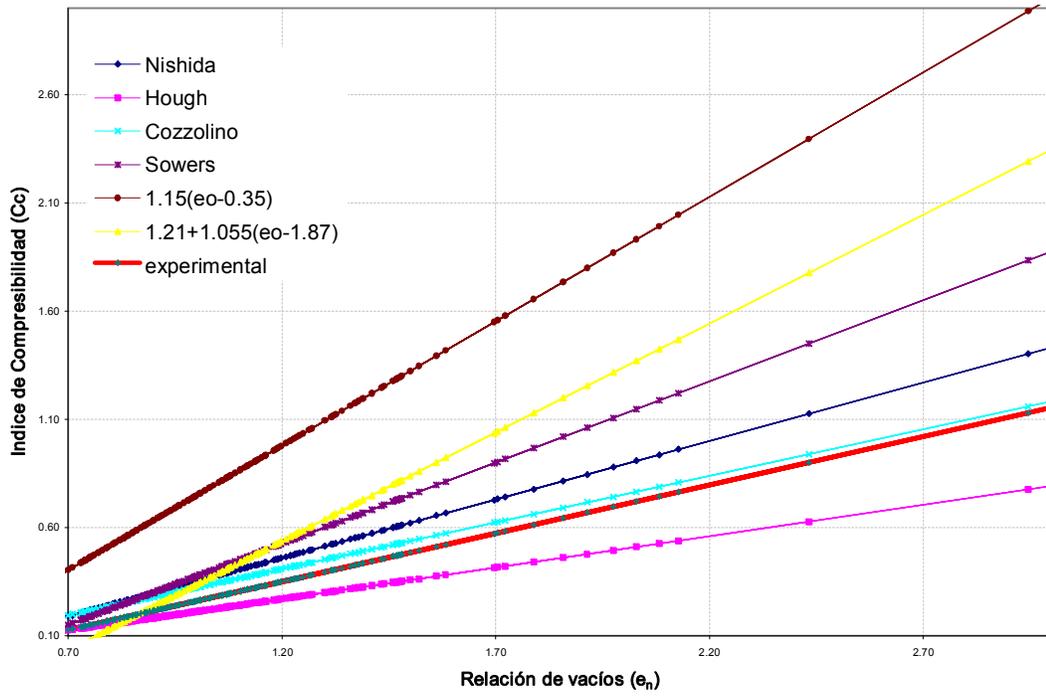


a) Para el rango de valores de contenido de agua utilizado para la correlación

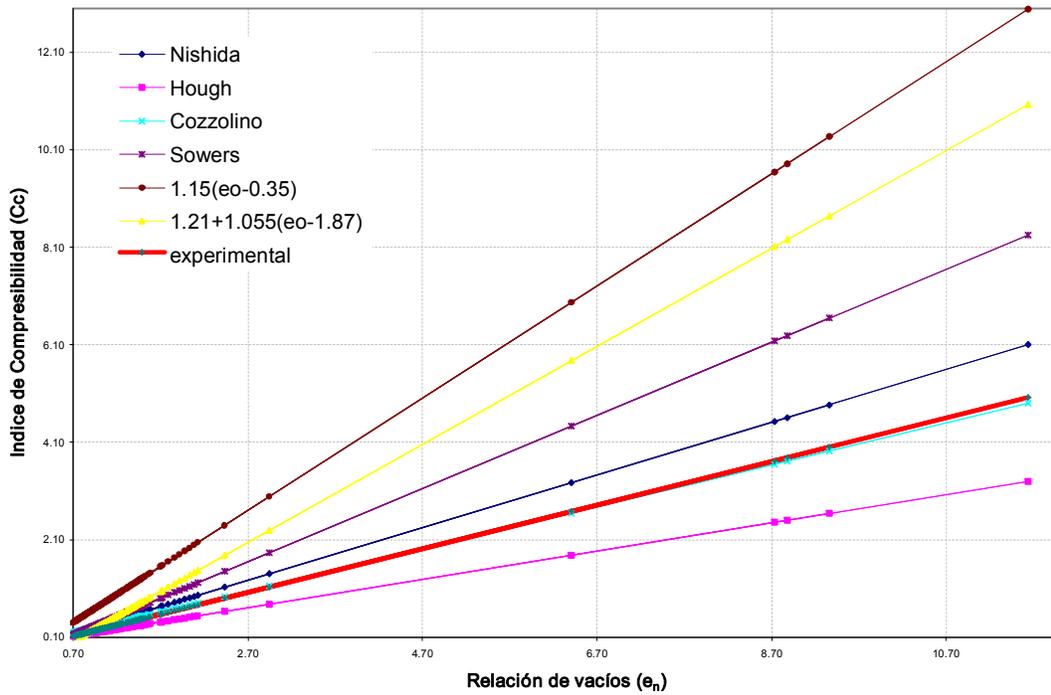


b) para valores hasta de 500%

Fig. 5.9 Comparación de la correlación obtenida para el contenido de agua con las presentadas por otros autores

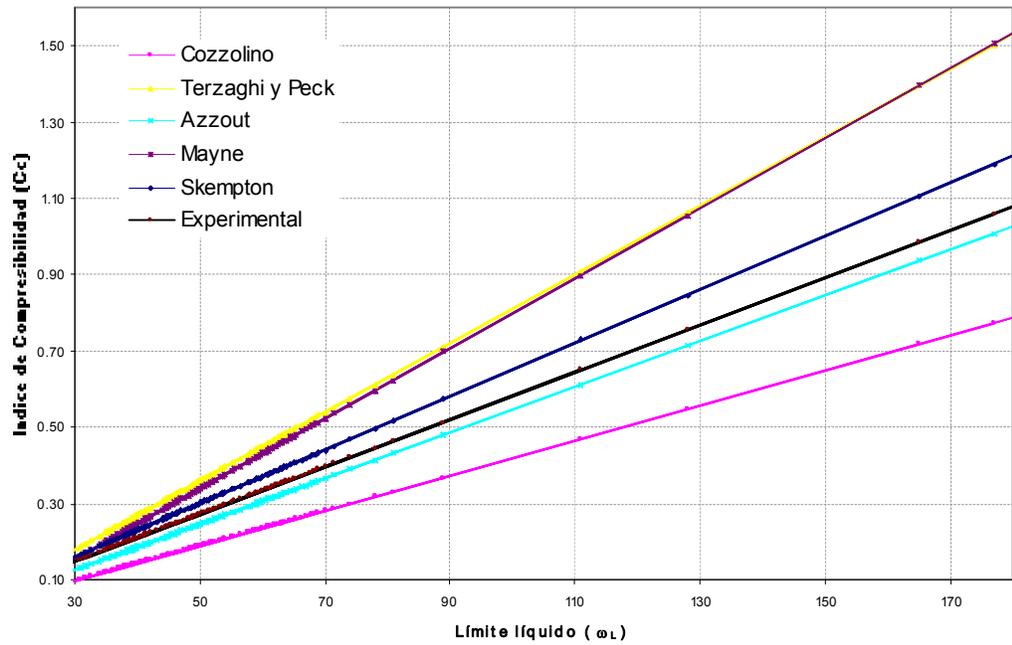


a) Para el rango de valores de relación de vacíos utilizado para la correlación

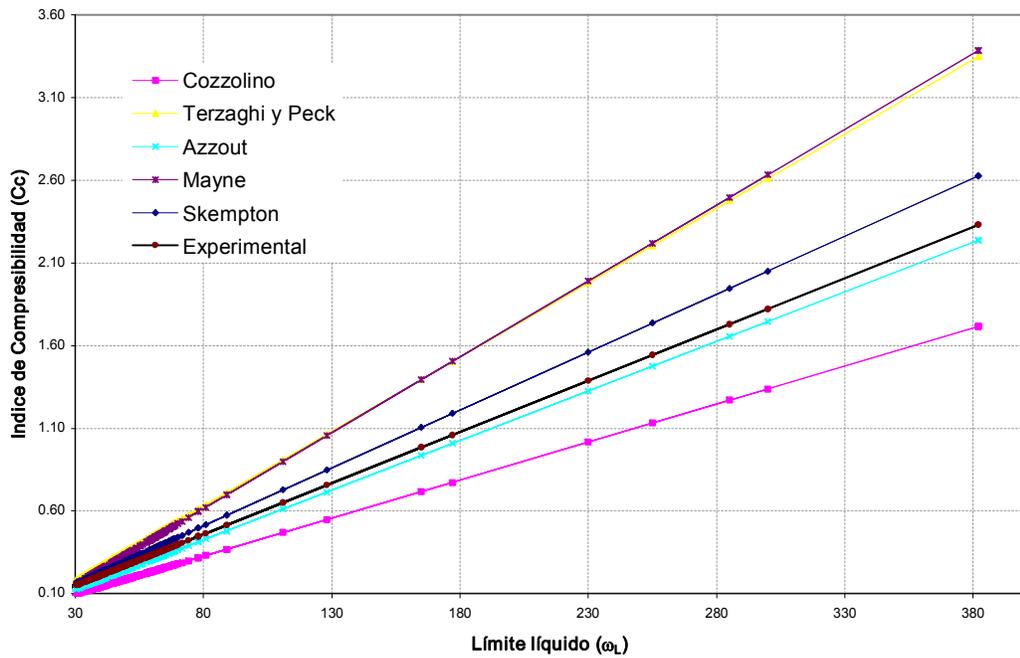


b) Para valores de relación de vacíos hasta de 12

Fig. 5.10 Comparación de la correlación obtenida para la relación de vacíos con las presentadas por otros autores



a) Para el rango de valores de límite líquido utilizado para la correlación



b) Para valores del límite líquido hasta de 380

Fig. 5.11 Comparación de la correlación obtenida para límite líquido con las presentadas por otros autores

5.8 MODELOS CON PARÁMETROS DE SUELO MÚLTIPLES

Los trabajos previos reportados por Azzout Et Al (1976), indican que se puede obtener una correlación más confiable del índice de compresibilidad con bajos errores cuando se incluyen más de una propiedad índice para la determinación de dicho coeficiente.

A continuación se presentan las correlaciones obtenidas para determinar el índice de compresibilidad en función de dos propiedades índice para el suelo en estudio. Para este caso, se tomaron en cuenta los valores de diferentes propiedades índice, una vez llevado a cabo un análisis previo de la correlación de cada propiedad en particular con el índice de compresibilidad y entre ellas mismas. Para determinar la ecuación de correlación correspondiente, se utilizó el programa en línea ZunZun.com, que es un software creado por James R. Phillips, de Birmingham, AL, USA, con el que se puede obtener la envolvente o ajustar curvas y superficies de datos alimentados en línea, presentando resultados estadísticos, histogramas y gráficas en 2 y 3 dimensiones.

5.9 EL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD EN FUNCIÓN DE e_n Y ω_n

Los valores del contenido de agua utilizados para la presente correlación varían de 11.3 a 90% y la relación de vacíos va de 0.45 a 2.13. El índice de compresibilidad presenta valores de 0.04 a 0.93. Un análisis previo de la información permitió hacer una discriminación de valores que presentaban excesiva influencia, pero poca correlación entre una y otra propiedad. Como resultado del procesamiento preliminar de la información, se contó con un total de 217 registros para el análisis final, cuyos parámetros estadísticos se presentan en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Datos estadísticos para la correlación C_c f(e_n y ω_n)

Valores	ω_n	e_n	C_c
Máximo	90.00	2.13	0.93
Mínimo	11.32	0.45	0.04
Media Aritmética	34.91	1.01	0.26
Desviación estándar	14.27	0.31	0.16
Varianza	203.75	0.10	0.02

En la figura 5.12 se muestran diferentes vistas de la correlación positiva que existe entre el índice de compresibilidad con la relación de vacíos y el contenido de agua a la vez. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo polinomial lineal de la forma:

$$C_c = 0.00068\omega_n + 0.422 e_n - 0.1874 \quad 5.3.4$$

Las estadísticas de error se presentan en la tabla 5.7. En general se puede observar que para este caso, se obtienen errores máximo y mínimo menores a los obtenidos con las correlaciones de cada variable independiente, con un error medio igual al obtenido para la relación de vacíos, el cual es menor al de la correlación con el contenido de agua.

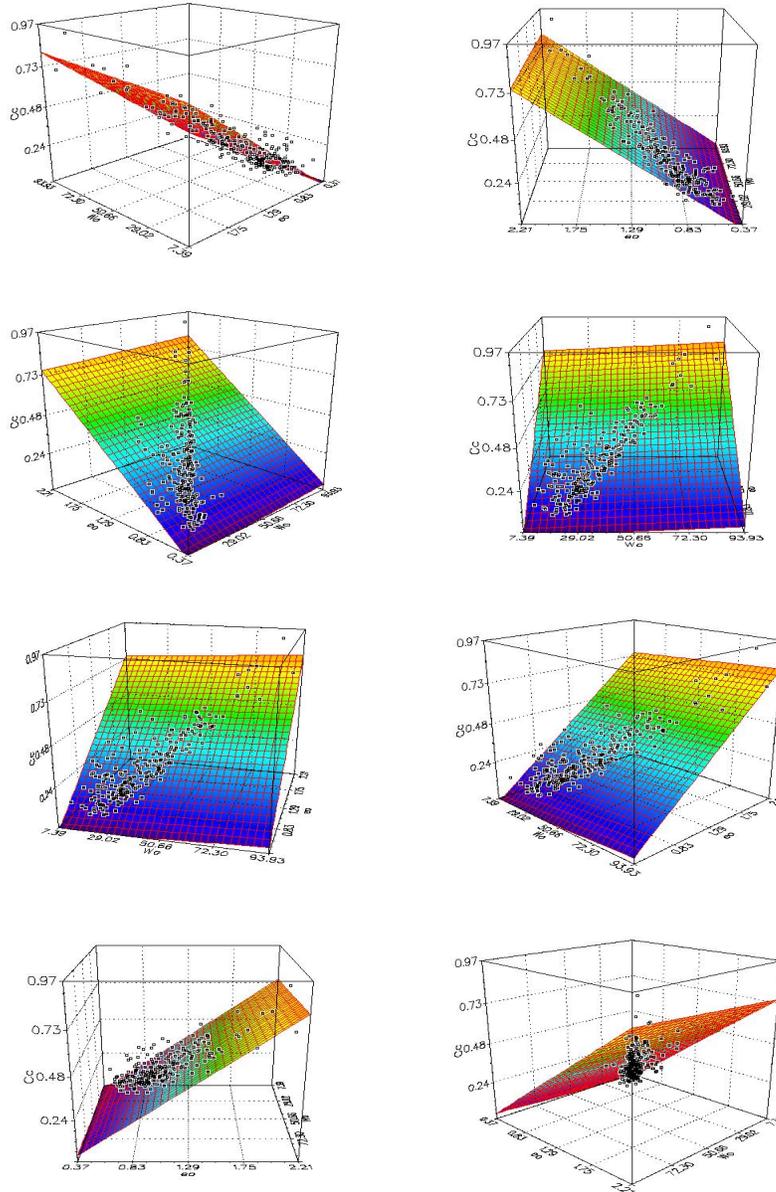


Fig. 5.12. Gráfica 3D de la correlación del índice de compresibilidad con el contenido de agua y relación de vacíos.

Tabla 5.7. Parámetros estadísticos obtenidos para la correlación $C_c f(\omega_n - e_n)$

Coefficiente de correlación	0.91
Error máximo	0.14
Error mínimo	-0.18
Error promedio	0.004
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.065

5.10 EL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD EN FUNCIÓN DE ω_n Y ω_L

Para este caso, los valores del contenido de agua varían de 11.3 a 68% y el límite líquido va de 20.1 a 80.8. El índice de compresibilidad presenta valores de 0.05 a 0.61, en todos los casos, el intervalo de valores se reduce en comparación de la correlación anterior. Dichos valores se determinaron de un análisis previo de la información discriminándose los valores que presentaban excesiva influencia, pero poca correlación entre una y otra propiedad. Como resultado del procesamiento preliminar de la información, el total de registros utilizados para el análisis final de la correlación fue de 199, y sus parámetros (datos) estadísticos se presentan en la tabla 5.8.

Tabla 5.8. Datos estadísticos para la correlación $C_c f(\omega_n, \omega_L)$

Valores	ω_n	ω_L	C_c
Máximo	68.00	80.80	0.61
Mínimo	11.32	20.10	0.05
Media Aritmética	33.38	46.72	0.25
Desviación estándar	11.94	12.39	0.13
Varianza	142.59	153.45	0.02

En la figura 5.13 se muestran diferentes vistas de la correlación positiva que existe entre el índice de compresibilidad con el contenido de agua y el límite líquido. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo polinomial lineal de la forma:

$$C_c = 0.0075\omega_n + 0.00095\omega_L - 0.042 \quad 5.3.5$$

Las estadísticas de error se presentan en la tabla 5.9. En este caso tenemos un coeficiente de correlación más bajo que para el caso de la correlación del C_c con el contenido de agua, sin embargo, éste es notablemente mayor que el que se obtiene con la correlación de C_c y ω_L y los errores máximo y promedio que se presentan son menores que en ambas correlaciones mencionadas.

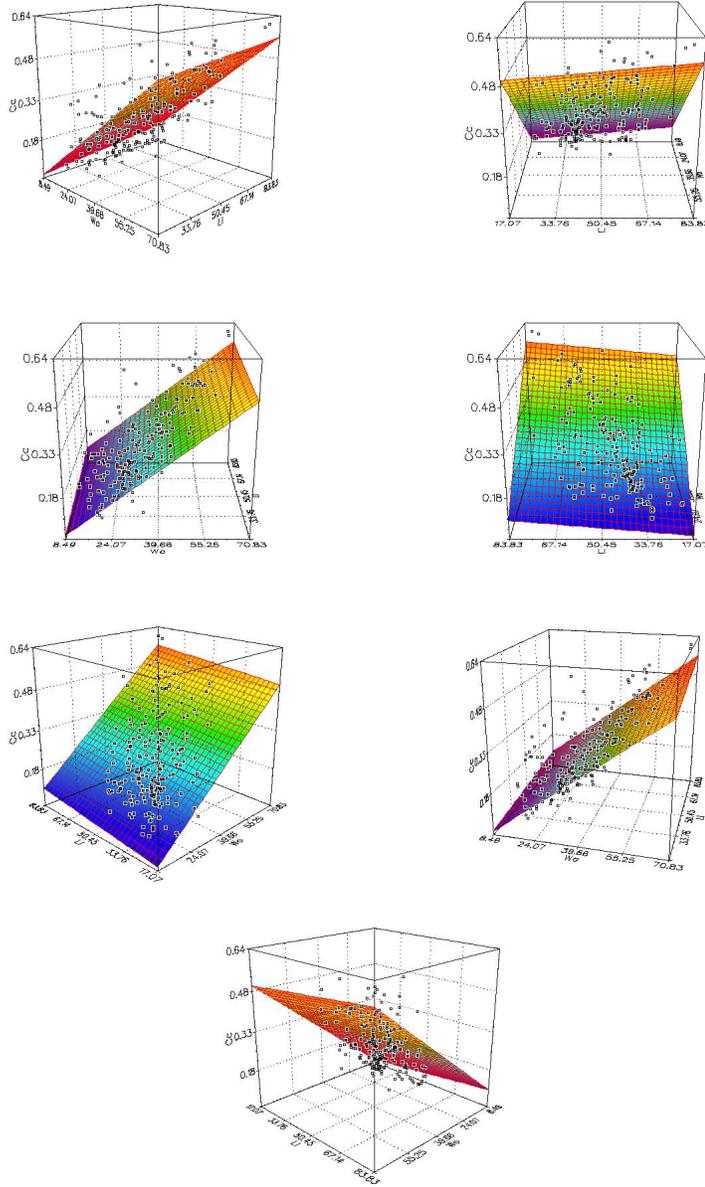


Fig. 5.13. Gráfica 3D de la correlación del índice de compresibilidad con el contenido de agua y el límite líquido.

Tabla 5.9. Parámetros estadísticos obtenidos para la correlación $C_c f(\omega_n, \omega_L)$

Coefficiente de correlación	0.76
Error máximo	0.18
Error mínimo	-0.31
Error promedio	0.004
Varianza	0.007
Desviación estándar	0.08

5.11 EL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD EN FUNCIÓN DEL ω_L Y e_n

Para éste caso, el intervalo de valores del límite líquido es el mismo que para la correlación anterior, esto es de 20.1 a 80.8, con relaciones de vacíos de 0.4 a 1.72. Igualmente, el índice de compresibilidad presenta valores de 0.05 a 0.61, como en la correlación anterior, pero el intervalo de valores se reduce en comparación de la correlación $C_c f(\omega_n - e_n)$. Dichos valores se determinaron de un análisis previo de la información, discriminándose los valores que presentaban excesiva influencia, pero poca correlación entre una y otra propiedad. Como resultado del procesamiento preliminar de la información, el total de registros utilizados para el análisis final de la correlación fue de 196, y sus parámetros (datos) estadísticos se presentan en la tabla 5.10.

Tabla 5.10. Datos estadísticos para la correlación $C_c f(e_n - \omega_L)$

Valores	ω_L	e_n	C_c
Máximo	80.80	1.72	0.61
Mínimo	20.10	0.40	0.05
Media Aritmética	46.78	0.97	0.25
Desviación estándar	12.39	0.27	0.13
Varianza	153.60	0.07	0.02

En la figura 5.14 se muestran diferentes vistas de la correlación positiva que existe entre el índice de compresibilidad con el límite líquido y la relación de vacíos. El análisis se realiza a través del ajuste por mínimos cuadrados, resultando el modelo polinomial lineal de la forma:

$$C_c = 0.398 e_n + 0.00084 \omega_L - 0.178 \quad 5.3.6$$

Las estadísticas de error se presentan en la tabla 5.11. Esta correlación presenta un coeficiente de correlación mayor al presentado con el ω_L y menor a la de ω_n . El intervalo de error es menor que para las correlaciones de cada variable independiente, al igual que el error promedio.

Tabla 5.11. Parámetros estadísticos obtenidos para la correlación $C_c f(e_n - \omega_L)$

Coefficiente de correlación	0.86
Error máximo	0.13
Error mínimo	-0.21
Error promedio	0.001
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.06

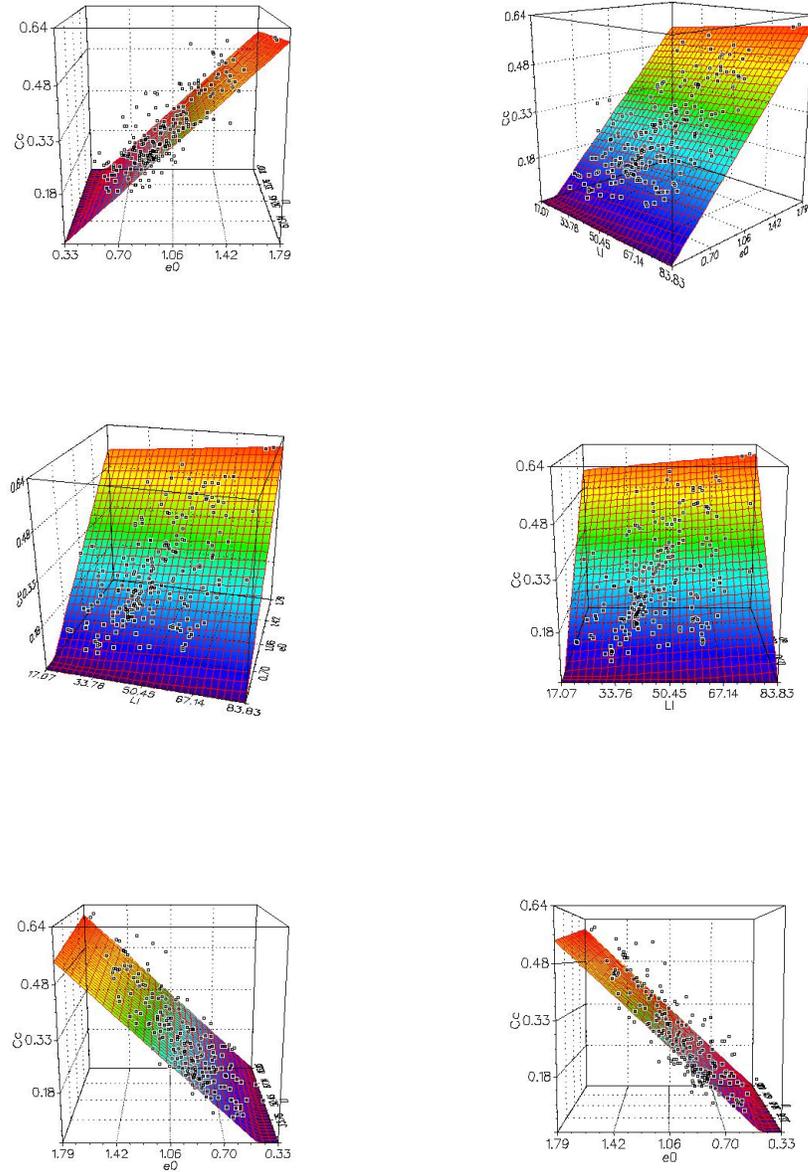


Fig. 5.14. Gráfica 3D de la correlación del índice de compresibilidad con la relación de vacíos y el límite líquido.

5.12 RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla 5.12 se presenta un resumen de las correlaciones encontradas en el presente trabajo, tanto para una, como para dos variables, mostrando los parámetros estadísticos de error para cada una de ellas. Además, se incluyen las ecuaciones presentadas por Azout et al, obtenidas para dos variables. Ahí podemos observar lo siguiente:

- Para el caso de una variable, la expresión encontrada con la relación de vacíos es la que presenta una mejor correlación con el ω_L , con un error máximo de 0.14, relativamente bajo. En contraste, la expresión encontrada para el límite líquido presenta el menor coeficiente de correlación, 0.58, así como el mayor intervalo de error, siendo este 0.57, con un error máximo 60% mayor que el obtenido para e_n ,
- Para el caso de las expresiones obtenidas con dos variables independientes, la correspondiente a e_n y ω_n es la que presenta el mejor coeficiente de correlación, 0.91, sin embargo, presenta un error mayor a la obtenida con el ω_L y e_n , con la que se obtiene también un buen coeficiente de correlación, de 0.86.
- El menor intervalo de error se obtiene con la misma correlación $C_c = f(\omega_n, e_n)$, el cual es de 0.32 sin embargo, es prácticamente el mismo que para $C_c = f(e_n - \omega_L)$ que es de 0.34.
- En general, se puede observar que las correlaciones para obtener el índice de compresibilidad en función de dos variables presentan mejores coeficientes de correlación y un intervalo de error menor, por lo que se recomienda el uso de éstas para determinar con mejor aproximación dicho parámetro.
- De acuerdo a los parámetros estadísticos, la variable que mayor correlación presenta con el índice de compresibilidad es la relación de vacíos, seguida del contenido de agua, por lo que, considerando ambas variables, se obtiene la mejor correlación.
- Por lo anterior, y atendiendo al significado físico de cada variable, se considera que la correlación presentada para obtener el índice de compresibilidad en función del límite líquido y la relación de vacíos es recomendada para aplicarse a las arcillas de la región en estudio.

Tabla 5.12. Resumen de resultados

Correlación encontrada	Rango de aplicación de la variable independiente		Coeficiente de correlación	Error máximo	Error mínimo	Error promedio	Varianza	Desviación estándar
	mínimo	máximo						
$C_c = 0.0086(\omega_n - 5.512)$	11%	120%	0.85	0.253	-0.244	0.0057	0.007	0.084
$C_c = 0.4469(e_n - 0.419)$	0.40	2.13	0.905	0.142	-0.204	0.004	0.004	0.067
$C_c = 0.0062(\omega_L + 6.048)$	20%	177%	0.58	0.24	-0.33	0.008	0.013	0.116
$C_c = 0.00068\omega_n + 0.422 e_n - 0.1874$	$\omega_n = 11.32\%$ $e_n = 0.45$	90% 2.13	0.91	0.14	-0.18	0.004	0.004	0.065
$C_c = 0.0075\omega_n + 0.00095 \omega_L - 0.042$	$\omega_n = 11.32\%$ $\omega_L = 20.10\%$	68% 80.80%	0.76	0.18	-0.31	0.004	0.007	0.08
$C_c = 0.00084 \omega_L + 0.398 e_n - 0.178$	$\omega_L = 20.10\%$ $e_n = 0.40$	80.80% 1.72	0.86	0.13	-0.21	0.001	0.004	0.06
Correlaciones de Azzout et al para dos variables								
$C_c = 0.009\omega_n + 0.002 \omega_L$			0.76 (0.81)*	0.17	-0.18	0.0385	0.06	0.004
$C_c = 0.37(e_n + 0.003 \omega_L - 0.34)$			0.86 (0.86)*	0.19	-0.30	0.002	0.09	0.008

* Valores de coeficientes de correlación reportados para las arcillas estudiadas por Azzout et al.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 CONCLUSIONES

- 1 Al realizar un ensaye de consolidación en un suelo remoldeado, cuyo contenido de agua sea igual o mayor al ω_L , en todos los casos la curva e-log p presenta la configuración de una curva de compresibilidad virgen. Sin embargo, su pendiente y posición en la gráfica dependerá, por un lado, de la magnitud de las cargas aplicadas y por otro del tiempo que se dejen actuando las mismas.
- 2 Las pruebas de consolidación se deben diseñar para cada caso en particular, en lo que se refiere a las presiones, de tal forma que las condiciones de prueba se apeguen en la medida que sea posible a las condiciones reales a las que se someterá el suelo bajo la influencia de una estructura, a fin de tener una mejor estimación de los asentamientos posibles de la cimentación.
- 3 Los resultados obtenidos de los ensayes de compresibilidad realizados no permitieron encontrar una relación entre el suelo remoldeado e inalterado, que condujera a su vez, a encontrar una relación entre el índice de compresibilidad y la relación de vacíos en el límite líquido.
- 4 Comparando los resultados de las tres correlaciones en función de una variable independiente, para obtener el índice de compresibilidad, se ha mostrado que una simple

relación lineal en base a la relación de vacíos presenta resultados muy aproximados del índice de compresibilidad de los suelos cohesivos.

$$C_c = 0.4469 (e_n - 0.419)$$

Lo anterior coincide con lo reportado en la literatura en cuanto a que la propiedad índice que se ajusta mejor para obtener C_c es la relación de vacíos inicial del suelo, por medio de simples modelos de regresión lineal.

- 5 El uso de múltiples parámetros índice del suelo para la predicción del índice de compresibilidad es recomendado. La compresibilidad del suelo está directamente relacionada con la reducción de volumen, por lo que una de las variables que, indiscutiblemente se debe tomar en cuenta, es la relación de vacíos. Por otro lado, el límite líquido es una propiedad del material que depende del tipo de suelo, el tamaño de sus partículas y las características de superficies de dichas partículas, por lo que se puede tomar como otra de las variables para tal estimación. Adicionalmente, se podrían usar otros parámetros, tales como el contenido de agua, así como considerar la existencia de presión de consolidación para la predicción del índice de compresibilidad.

Atendiendo a lo anterior, la correlación de dos variables que representa la mejor aproximación es:

$$C_c = 0.398 e_n + 0.00084 \omega_L - 0.178$$

ya que, por un lado, relaciona una propiedad del material que depende del tipo de suelo, y por otro, una variable directamente proporcional a la reducción de volumen del mismo suelo, relacionada con las características del suelo in situ, esto es, con su historia de cargas. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el límite líquido corresponde a un contenido de agua, por lo que se debe considerar solo en el caso de que el suelo se encuentre completamente saturado.

5.1 RECOMENDACIONES.

- 1 En la investigación bibliográfica se encontraron correlaciones entre el índice de compresibilidad y la relación de vacíos en el límite líquido, basadas en estudios experimentales sobre muestras de suelo remoldeado, con contenidos de agua mayores al límite líquido, las cuales se recomienda analizar para verificar su aplicabilidad en las arcillas correspondientes al sitio de la presente investigación.
- 2 Buscar una relación entre el índice de compresibilidad y las propiedades índice, haciendo intervenir de alguna forma la historia de carga, así como el valor de G_s , a fin de buscar generalizar la expresión de forma universal.
- 3 Recopilar información de compresibilidad de diferentes tipos de suelos y verificar la aplicabilidad de las correlaciones obtenidas.
- 4 Realizar una investigación de laboratorio para evaluar la compresibilidad intrínseca de suelos finos. Esto es, ensayos de laboratorio en un amplio rango de suelos, tanto en forma inalterada como remoldeada, con un contenido de agua cercano a $1.25 \omega_L$.
- 5 Recopilaron resultados de la literatura acerca del índice de compresibilidad intrínseco de suelos finos, en base a los estudios realizados por B. Cerato et al. a fin de complementar los datos de los ensayos recomendados en el punto anterior.
- 6 Buscar la relación que guardan C_c y C_c^* , en base a los dos puntos anteriores.
- 7 Evaluar la relación que guarda la relación de vacíos a un esfuerzo efectivo de 100 kPa e^*_{100} , con la compresibilidad del suelo a través de e_L , ω_L , PI e CI y el contenido inicial de agua.

REFERENCIAS

- A.W.N. Al-Khafaji and O.B. Andersland, "Equations for Compression Index Approximation", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 118, No. 1, January, 1992.
- Auvinet, G. "Probabilidad y estadística", Apuntes para estudiantes del curso, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, Biblioteca DEPI, México 1975.
- Auvinet, G., 1999, "Confiabilidad y análisis de riesgo en geotecnia", Apuntes para estudiantes del curso, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Azzouz, A. S., Krizek, R. J., and Corotis, R. B., "Regression Analysis of Soil Compressibility", *Soils and Foundations*. Vol. 16, No. 2, June 1976, p.p. 19-29.
- Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1968.
- Bowles, J. E., *Physical and Geotechnical Properties of Soils*, McGraw Hill Book Co., Inc., New York, N.Y., 1979.
- Bowles, J.E., "Physical and geotechnical properties of soils", McGraw-Hill, USA., 1984
- Burland. J.B., *On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays*. *Geotechnique*, 1990, p.p. 329-378.
- Cerato, A.B. and Lutenecker, A.J. "On Determining the Intrinsic Compressibility of Clays". *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2003).
- Cerato, A.B., and Lutenecker, A. J., *Determination of Surface Area of Fine – Grained Soils by the Ethylene Glycol Monoethyl Ether (EGME) Method*. *Geotechnical Testing Journal (GTJ)*, ASTM, 2002, p.p. 315-321.
- Cozzolino, E.V.M., "Statistical Forecasting of Compression Index", in *Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, International Society of Soil Mechanics, Paris, 1961, p.p. 51-53.
- Fadum, R.E., "Concerning the Physical Properties of Clays", *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. I, 1948, p.p. 250-254.
- Herrero, Oswald Rendon "Universal Compression Index Equation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, Vol. 106 No. GT11, November, 1980.
- Herrero, Oswald Rendon "Universal Compression Index Equation; Closure", *Journal of the Geotechnical Engineering. ASCE*, Vol. 109 (5), 755-761, 1983.

- Hough, B. K., Basic Soils Engineering, 1st ed., The Ronald Press Company, New York, N.Y., 1957.
- Koppula, S.D. "Statistical Estimation of Compression Index" *Geotech, Testing J.*, 4(2), 1981
- Lambe, T. W., and Whitman, R. V., Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1969.
- Lambe William T. y Whitman V. Robert. *Mecánica de suelos*, Edit. Limusa, México 1994.
- Lutenegger, A.J. and Cerato, A.B. "Intrinsic Compressibility of Fine-Grained Soils". *Canadian Geotechnical Journal*, (2003)
- Mayne, P.W., Cam – Clay Predictions of Undrained Strength. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1980, p.p.1219-1242.
- Nagaraj, T.S. and Srinivasa Murthy, B.R. A Critical Reappraisal of Compression Index Equations, *Geotechnique*, 1986, p.p. 135-138.
- Nagaraj, T.S. and Srinivasa Murthy, B.R. Rationalization of Skempton's Compressibility Equation, *Geotechnique*, 1983, p.p. 413-425.
- Nishida, Y., "A Brief Note on Compression Index of Soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol. 82, No. SM3, Proc. Paper 1027, July, 1956, p.p. 1027-1-1027-14.
- Nishida, Y., "A Brief Note on Compression Index of Soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 82, No. SM 3, May 1956, p.p. 1027-1-1027-14.
- S.D. Koppula, "Statistical Estimation of Compression Index", *Geotechnical Testing Journal, GTDJODI*, Vol. 4, No. 2, June 1981, pp 68-73.
- Schmertmann, J. H., "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", *Transactions, ASCE*, Vol. 120, Paper No. 2775, 1955, p.p.1201-1233.
- Skempton, A.W. "Notes on the Compressibility of Clays", *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol. 100, 1944, p.p. 119–135.
- Skempton. A. W. "The consolidation of clays by gravitational compaction". *Selected Papers on Soil Mechanics. Geol. Soc. Lond.*, 1970, 125.
- Sridharan, A. and Jayadeva, M.S., Discussion of Universal Compression Index Equation. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1982, p.p. 895-899.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1948.

Zeevaert, L. "Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados, 1984.



**"ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DE COMPRESIBILIDAD
DE LAS ARCILLAS DE COATZACOALCOS, VER."**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN CIENCIAS
(MECÁNICA DE SUELOS)

PRESENTA:

DIEGO CRUZ ROQUE

Asesor interno: **M.C. ABIMAEEL CRUZ ALAVEZ**
Asesor externo: **Dr. JAIME NÚÑEZ FARFÁN**



Plan de la presentación

- ➔ ANTECEDENTES.
- ➔ OBJETIVOS Y ALCANCES
- ➔ MARCO TEORICO
- ➔ DESARROLLO EXPERIMENTAL.
- ➔ INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.
- ➔ CORRELACIONES PARA OBTENER C_c
- ➔ CONCLUSIONES.



Antecedentes.

Debido al tiempo involucrado en el desarrollo de un ensaye de consolidación para obtener C_c , algunos autores han relacionado este parámetro con ciertas propiedades índice que son fácil de obtener.

Se han presentado varias ecuaciones para determinar el índice de compresión basándose en L_c (Skempton, 1944; Terzaghi y Peck, 1967; Lambe y Whitman 1969; Mayne 1980).

Otros autores han obtenido ecuaciones empíricas en términos del contenido de agua o la relación de vacíos

Partiendo de lo anterior y de que la solución a cada problema de mecánica de suelos que se presenta en la práctica depende de las condiciones del sitio en particular,

En el presente trabajo se busca obtener una correlación entre el índice de compresibilidad y algunas propiedades índice que se puedan aplicar para el suelo del sitio en estudio

Con el fin de dotar de una herramienta práctica al especialista que le permita realizar análisis preliminares de las condiciones de compresibilidad esperadas en la región, esto sin sustituir las pruebas que se deben hacer para obtener un análisis definitivo de dichas propiedades



Objetivos

Estudiar la correlación entre el índice de compresibilidad y algunas propiedades índice de las arcillas de Coatzacoalcos en base a los resultados de más de 240 pruebas de consolidación existentes,

Analizar la variabilidad de las propiedades de compresibilidad entre un suelo inalterado y un suelo remoldeado mediante pruebas de consolidación en suelos con contenidos de agua correspondiente al límite líquido.

Alcance

Se estudió un suelo constituido principalmente de arcilla, cuyas muestras fueron obtenidas de un sondeo realizado a 18.6 m de profundidad, obteniendo sus propiedades índice y parámetros de compresibilidad tanto en estado inalterado como remoldeado al límite líquido.

Se analizó el índice de compresibilidad del suelo cercano al sitio de estudio obtenido de 100 sondeos y se realizó un análisis estadístico inferencial de dicha información, a fin de obtener la mejor estimación posible entre C_c y diferentes propiedades índice



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas
de Coatzacoalcos, Ver.



Marco teórico

De la revisión bibliográfica se encontró lo siguiente:

Numerosos estudios se han reportado en la literatura relacionando una propiedad derivada de otra propiedad física, fácilmente determinada, tal como el límite líquido y la relación de vacíos.

Al parecer se ha puesto mayor interés en establecer una función para obtener el índice de compresión con las propiedades índice y relaciones de peso y volumen de los suelos

Entre las ecuaciones más ampliamente aceptadas y usadas para estimar el índice de compresibilidad están la de Skempton 1944, Terzaghi y Peck 1967, Lambe y Whitman 1969 Nishida y Hough 1957, Mayne 1980.



Ecuaciones del índice de compresibilidad

Skempton realizó pruebas de consolidación en muestras de suelo remoldeadas para diferentes tipos de arcillas con un contenido de agua inicial cercano al límite líquido.

$$C'_c = 0.007 (LL - 10)$$

Posteriormente Terzaghi y Peck sugirieron que la ecuación anterior fuera modificada para usarse con arcillas normalmente consolidadas de media o baja sensibilidad. Ellos encontraron que C_c para arcillas normalmente consolidadas es aproximadamente 1.3 veces el valor del C'_c remoldeado

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Basado en consideraciones de esfuerzo-deformación y en la pendiente de las curvas de compresibilidad, Nishida desarrollo la siguiente ecuación

$$C'_c = 1.15 (e - 0.35)$$

Definiendo a e como la relación de vacíos donde se mide C_c en la porción virgen de la curva de compresibilidad

Nishida se refiere a esta ecuación como la relación fundamental del índice de compresibilidad y la relación de vacíos, y establece que puede ser usada para cualquier tipo de suelo, expresando la ecuación en términos de la relación de vacíos natural (e_n) como sigue:

$$C_c = 0.54 (e_n - 0.35)$$



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Azzouz et al comparó sus resultados de regresión de pruebas de consolidación con los resultados empíricos de anteriores investigadores. Estos han mostrado que C_c es mejor expresado en términos de la relación de vacíos inicial e_0 por medio de simples modelos de regresión lineal y la introducción de otras variables tales como L_L no mejora significativamente la aproximación de la ecuación resultante.

Refiriéndose a la ecuación de Skempton, Nishida establece que “algunos suelos no obedecen la tendencia ya que los coeficientes deben ser determinados para cada tipo de suelo en el cual C_c va a ser estimado”.

Los trabajos reportados por Azzout Et Al (1976), indican que se puede obtener una correlación más confiable de coeficientes con bajos errores cuando se incluyen más de una propiedad índice para la determinación de dicho coeficiente.

$$C_c = 0.37 (e_0 + .003 LL - 0.34)$$

$$C_c = 0.009\omega_n + 0.002 LL - 0.14$$



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Comparación de datos de diferentes autores

ECUACION	APLICACIONES	REFERENCIAS
(a) $C_c = f(L_L)$		
$C_c = 0.007 (L_L - 7)$	Arcillas remoldeadas	Skempton (1994)
$C_c = 0.0046 (L_L - 9)$	Arcillas de brasil	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.009 (L_L - 10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck (1967)
$C_c = 0.006 (L_L - 9)$	Todas las arcillas con límite liquido menor de 100%	Azzouz et al. (1976)
$C_c = (L_L - 13)/109$	Todas las arcillas	Mayne (1980)
(b) $C_c = f(\omega_n)$		
$C_c = 0.85 \sqrt{(\omega_n/100)^3}$	Lodos finos y arcillas	Helenelund (1951)
$C_c = 0.0115 \omega_n$	Suelos orgánicos, turbas, limos orgánicos y arcillas	Moran et al. (1958)
$C_c = 0.01 (\omega_n - 5)$	Todas las arcillas	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.01 \omega_n$	Todas las arcillas	Koppula (1981)
$C_c = 0.01 (\omega_n - 7.549)$	Todas las arcillas	Herrero (1983)

Herrero reporto en 1980 resultados tanto para suelos parcialmente saturados como para suelos saturados usando el contenido de agua, lo cual nos sugieren que el contenido de agua debe ser utilizado para calcular el índice de compresibilidad solamente en suelos saturados



Comparación de datos de diferentes autores

ECUACION	APLICACIONES	REFERENCIAS
(c) $C_c = f(e_0)$		
$C_c = 0.54 (e_0 - 0.35)$	Todas las arcillas	Nishida (1956)
$C_c = 0.29 (e_0 - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos, arcillas y limos	Hough (1957)
$C_c = 0.35 (e_0 - 0.50)$	Suelos granulares con finos orgánicos, limos orgánicos y arcillas	Hough (1957)
$C_c = 0.43 (e_0 - 0.25)$	Arcillas de Brasil	Cozzolino (1961)
$C_c = 0.75 (e_0 - 0.50)$	Suelos de baja plasticidad	Sowers (1970)
$C_c = 1.15 (e_0 - 0.35)$	Todo tipo de arcillas	
$C_c = 1.21 + 1.055 (e_0 - 1.87)$	Arcillas jaspeadas de la ciudad de San Paulo	

La fórmula de Nishida presenta los mejores resultados para el rango general de la relación de vacíos



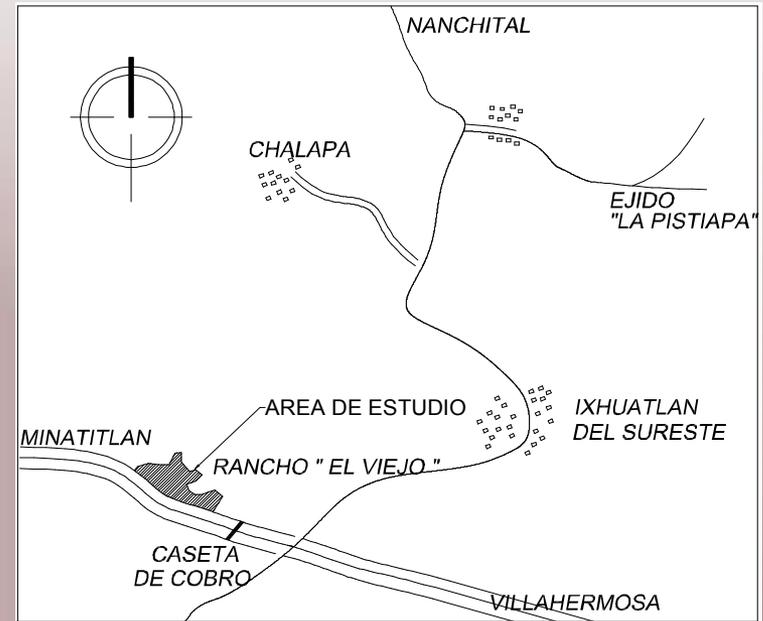
- ➔ ANTECEDENTES.
- ➔ OBJETIVOS Y ALCANCES
- ➔ MARCO TEORICO
- ➔ **DESARROLLO EXPERIMENTAL.**
- ➔ INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.
- ➔ CORRELACIONES PARA OBTENER C_c
- ➔ CONCLUSIONES.



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.

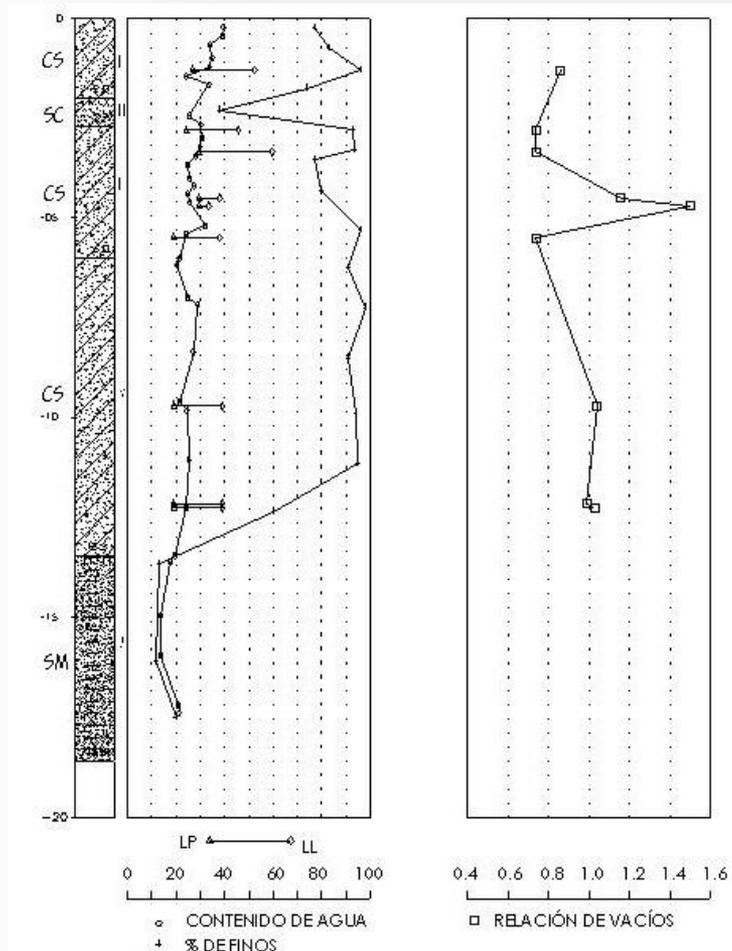


Desarrollo experimental





Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Contenido de agua 19.16 a 36.3 %,

Límite líquido 38.1 a 59.6

Relación de vacíos 0.74 a 1.01



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Programa de pruebas ejecutado

No DE PRUEBA	LUGAR	ESTRATO	PROF.	ESTADO	ω	INCREMENTOS	
						PRESIONES	TIEMPOS
SONDEO DE COATZACOALCOS							
1	COATZA	I	0.85	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
2	COATZA	I	1.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	48 Hrs.
3	COATZA	I	1.55	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
8	COATZA	III	4.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
9	COATZA	III	4.50	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	48 Hrs.
10	COATZA	III	4.70	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
11	COATZA	III	5.30	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	24 Hrs.
12	COATZA	III	5.50	INALTERADO	ω_0	0.125 - 8 Kg/cm ²	48 Hrs.
13	COATZA	IV	7.10	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	48 Hrs.
14	COATZA	IV	9.70	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.
15	COATZA	IV	12.15	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.
16	COATZA	IV	12.25	REMOLDEADO	$\omega = L_L$	0.0625 - 4 Kg/cm ²	24 Hrs.



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Propiedades del suelo en estudio

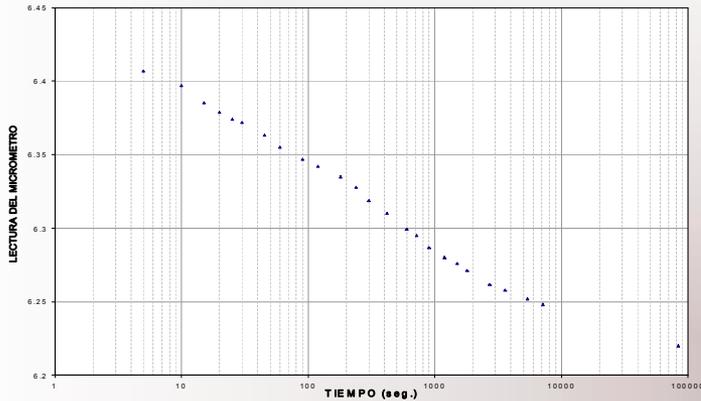
MUESTRA	PROF.	S_s	ω_o	L_L	LP	(γ)	e_o	C_c
1-4	0.85	2.73	32.25	52.48	26.92	1.82	1.01	0.24
2-2	1.30	2.66	31.55	45.70	24.35	1.88	0.87	0.15
2-3	1.55	2.60	36.30	45.70	24.35	1.79	0.99	0.27
3-3	2.55	2.71	28.28	48.70	31.42	1.89	0.86	0.18
3-4	2.80	2.64	19.16	48.70	31.42	1.85	0.74	0.17
4-2	3.35	2.62	24.75	59.60	29.60	1.90	0.74	0.22
4-3	3.55	2.70	31.51	59.60	29.60	1.86	0.93	0.20
5-2	4.30	2.72	29.04	38.10	19.16	1.84	0.94	0.17
5-3	4.50	2.68	42.80	42.80	23.54	1.79	1.16	0.45
5-4	4.70	2.63	48.80	48.80	19.16	1.47	1.49	0.42
6-2	5.30	2.80	28.62	39.70	17.51	1.87	0.95	0.19
6-3	5.50	2.80	21.20	39.70	17.51	1.98	0.74	0.17
8-1	7.10	2.60	39.30	39.30	17.30	1.78	1.02	
10-1	9.70	2.60	43.20	43.20	19.20	1.79	1.03	0.29
12-1	12.15	2.62	39.18	39.18	21.20	1.83	1.03	0.29
12-2	12.25	2.62	43.01	43.01	21.20	1.83	0.99	0.39



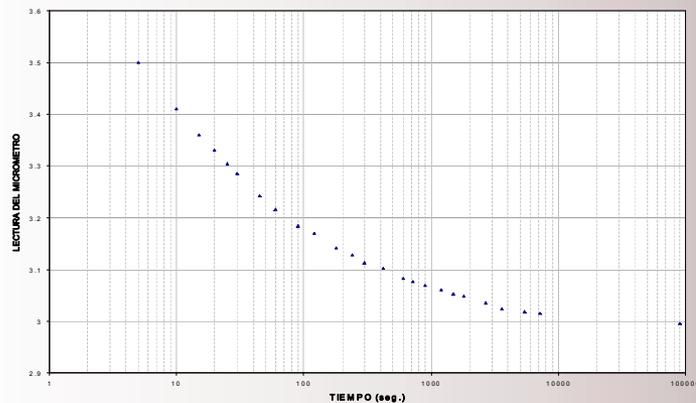
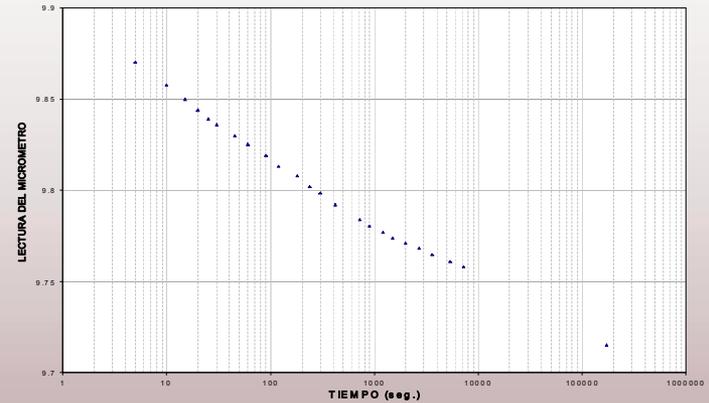
- ▶ ANTECEDENTES.
- ▶ OBJETIVOS Y ALCANCES
- ▶ MARCO TEORICO
- ▶ DESARROLLO EXPERIMENTAL.
- ▶ INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.
- ▶ CORRELACIONES PARA OBTENER C_c
- ▶ CONCLUSIONES.



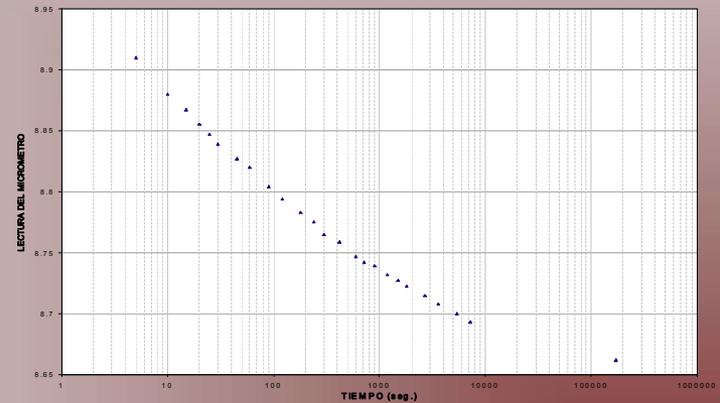
Análisis de resultados



a) Esfuerzo menor al crítico



c) Esfuerzo mayor al crítico



Material inalterado 24 hr

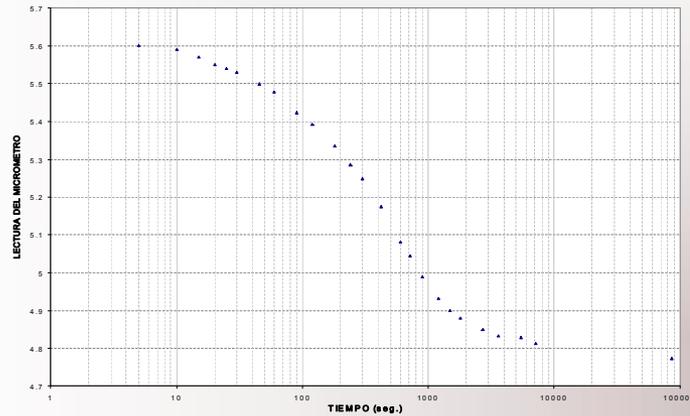
Material inalterado 48 hr



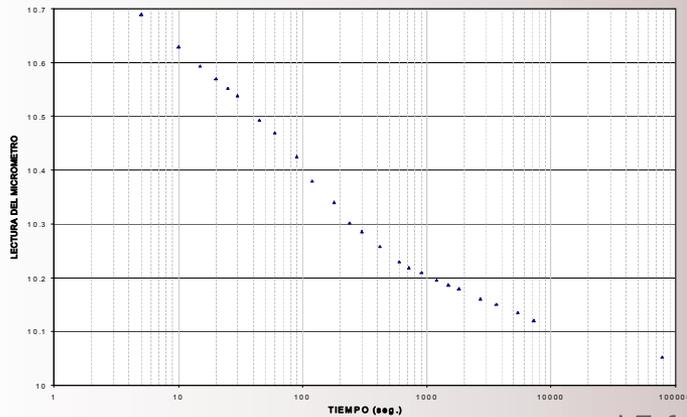
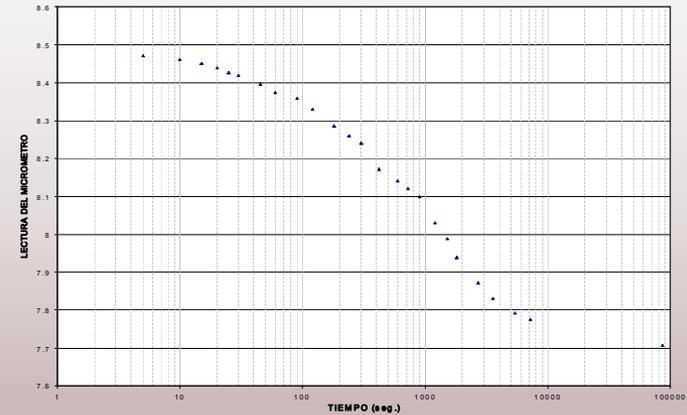
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



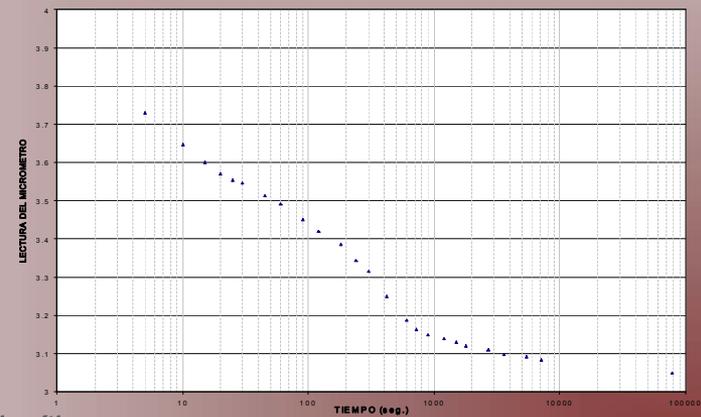
Curvas de consolidación.



a) Esfuerzo menor al crítico



c) Esfuerzo mayor al crítico



Material remoldeado 24 hr

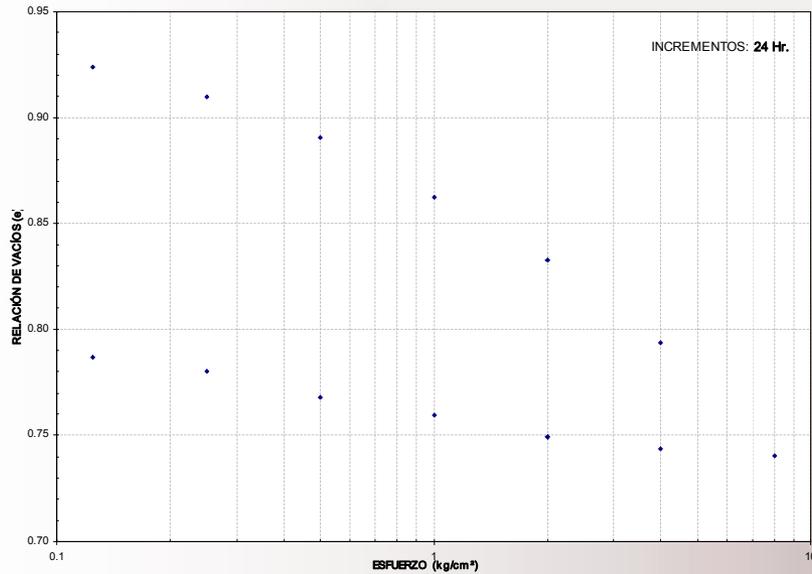
Material remoldeado 48 hr



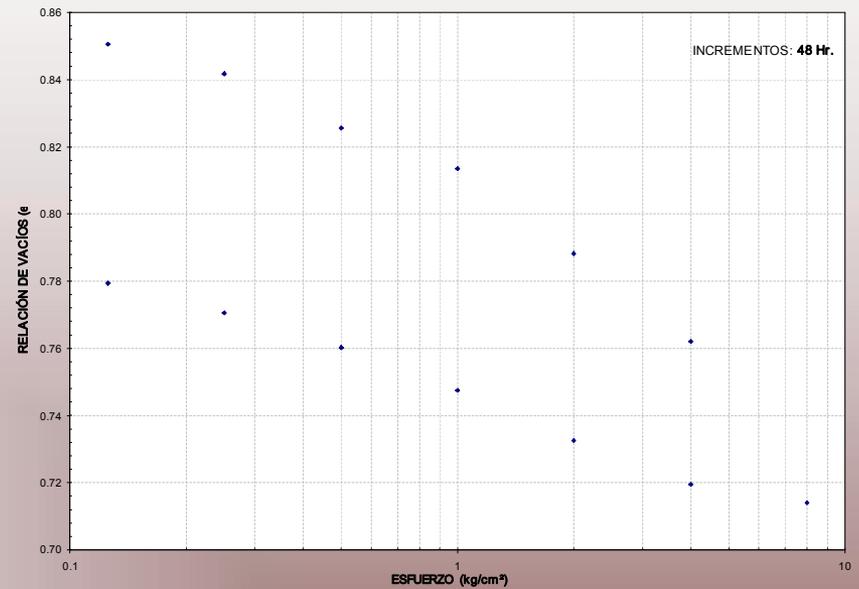
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Curvas de compresibilidad



Material inalterado 24 hr

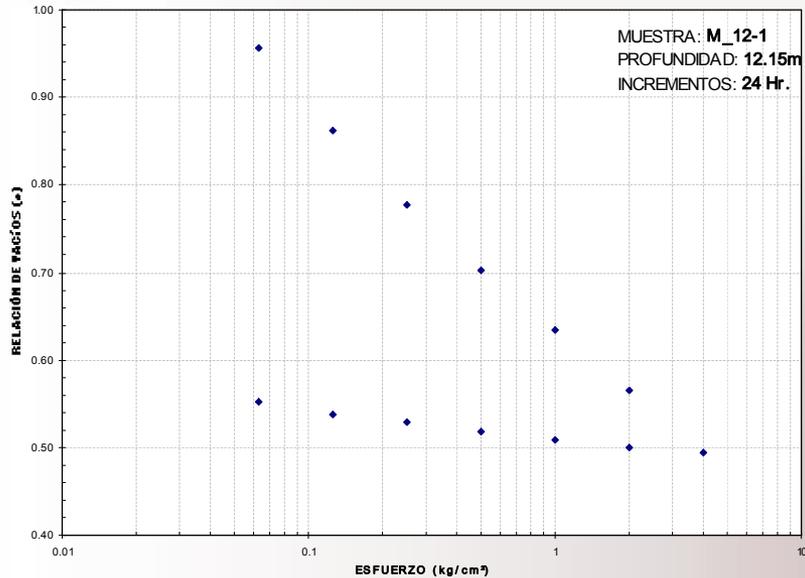


Material inalterado 48 hr

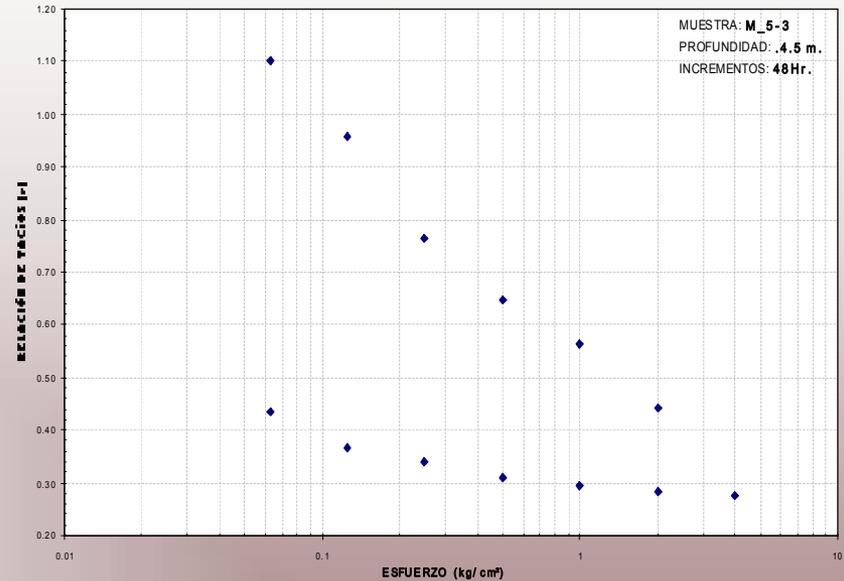
Muestra	Incrementos (Hr.)	Compresión (%)	Recuperación (%)	C_c	C_r
1-4	24	28.9	18.6	0.244	0.073
5-2	24	20.9	23.9	0.174	0.053
2-2	48	17.7	42.4	0.152	0.04
6-3	48	23.8	41.8	0.171	0.069



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



material remoldeado 24 hr



material remoldeado 48 hr

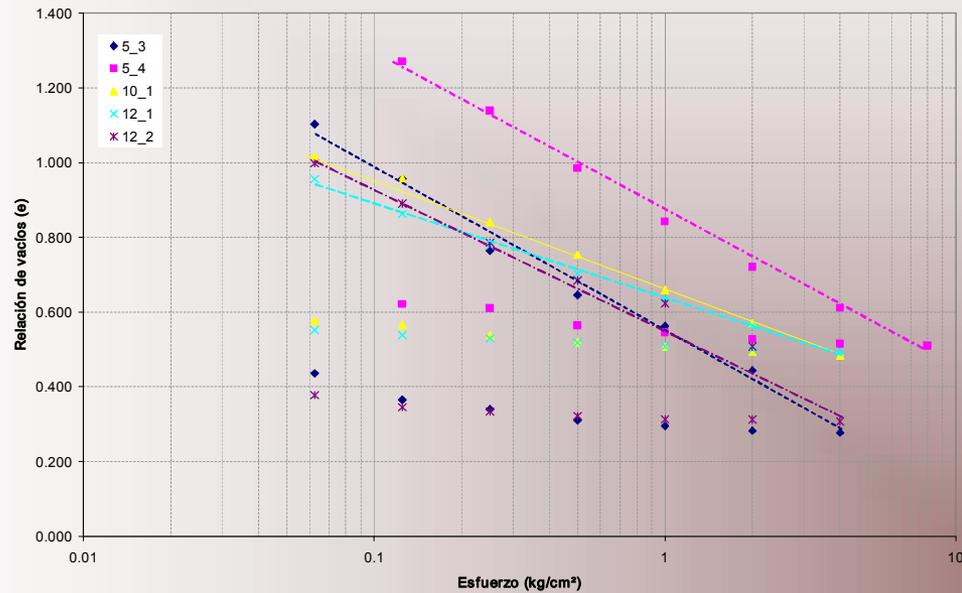
Muestra	Incrementos		Compresión (%)	Recuperación (%)	C_c
	tiempos(Hr.)	presiones			
5-4	24	0.125-8 kg/cm ²	65.77	11.2	0.42
10-1	24	0.625-4 kg/cm ²	53.3	17.2	0.295
12-1	24	0.625-4 kg/cm ²	50.15	11.4	0.29
5-3	48	0.625-4 kg/cm ²	76.01	7.9	0.452



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Curvas de Compresibilidad de Suelos Remoldeados

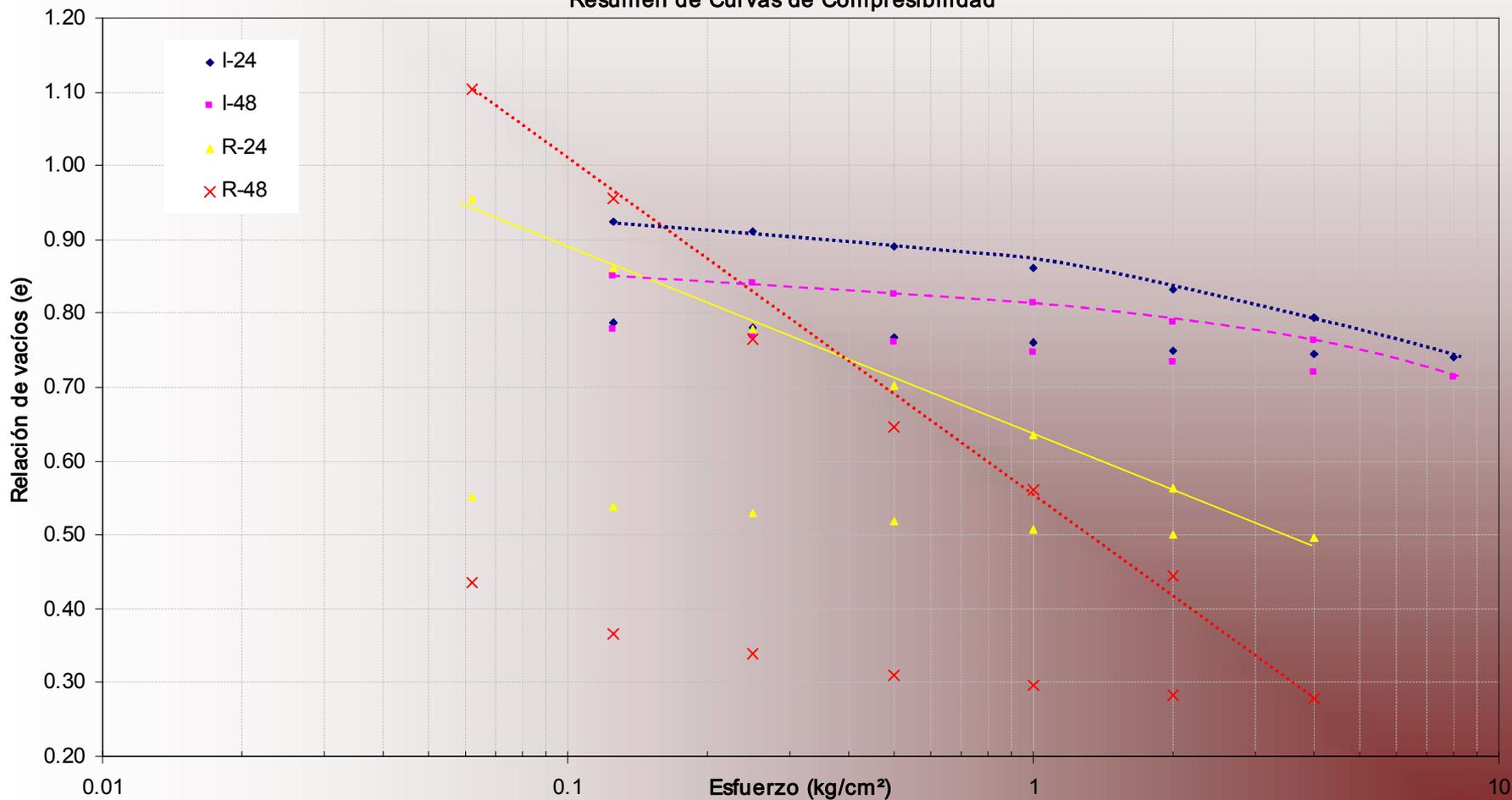




Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.

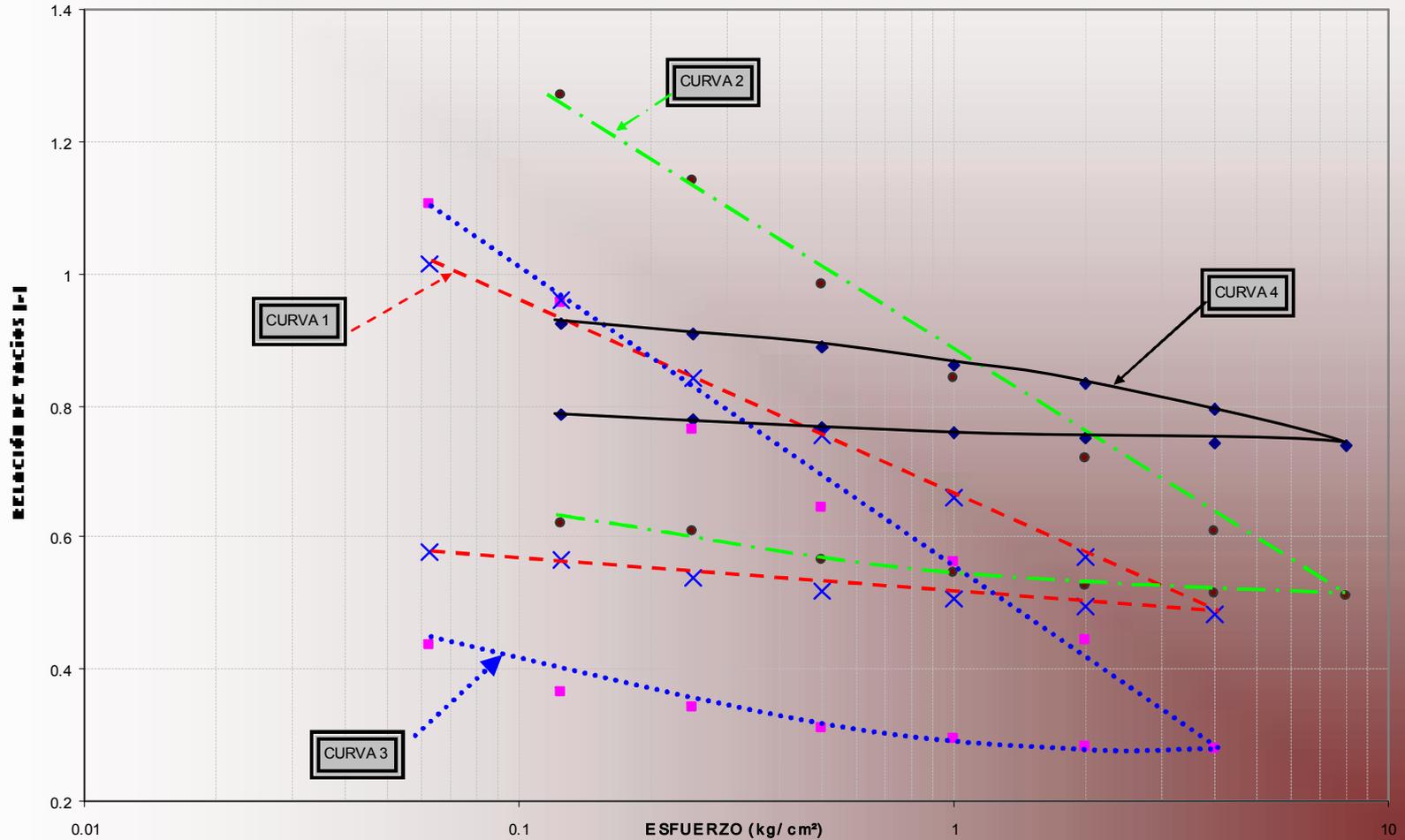


Resumen de Curvas de Compresibilidad





Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



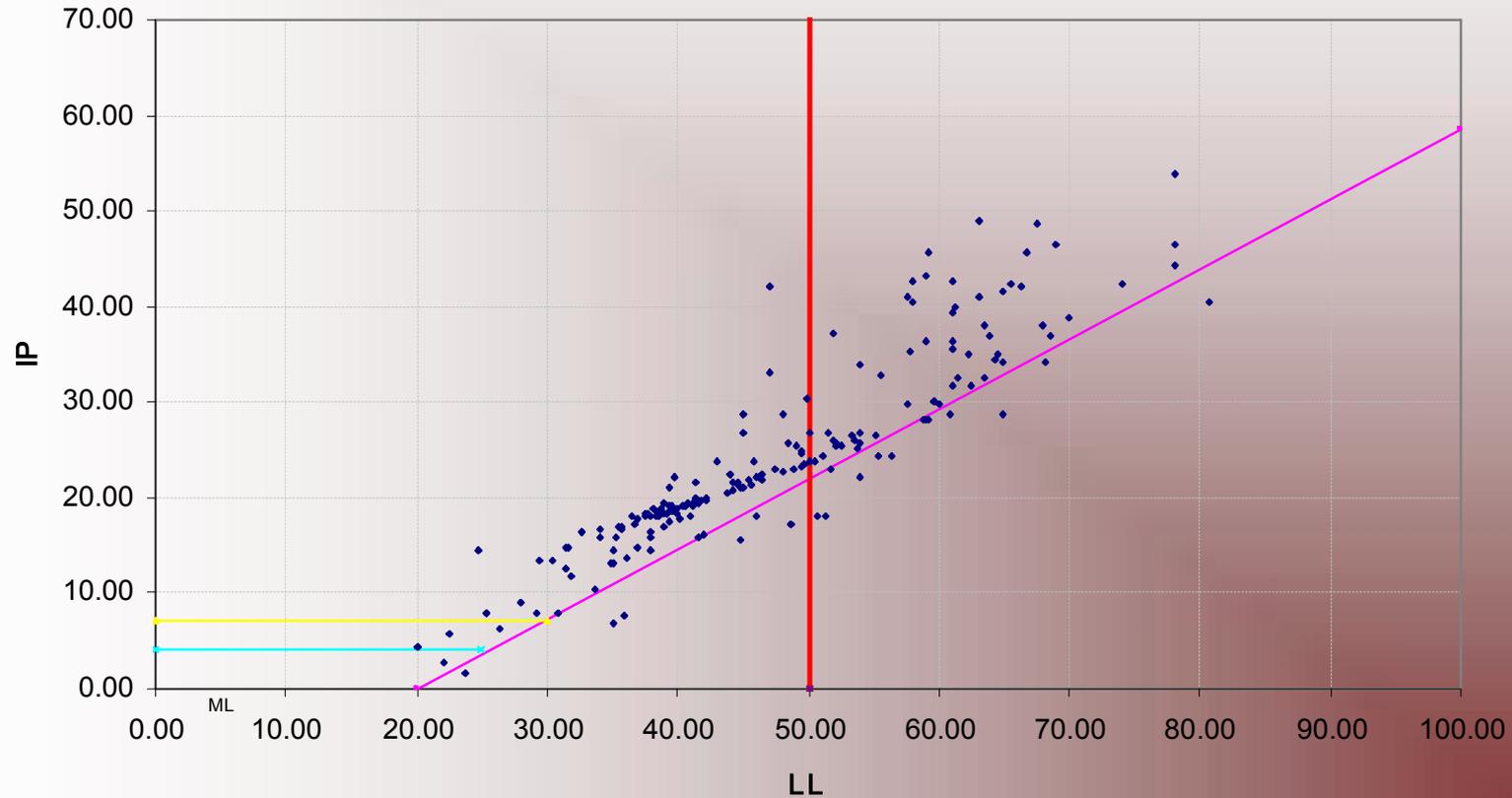


- ▶ ANTECEDENTES.
- ▶ OBJETIVOS Y ALCANCES
- ▶ MARCO TEORICO
- ▶ DESARROLLO EXPERIMENTAL.
- ▶ INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.
- ▶ CORRELACIONES PARA OBTENER C_c
- ▶ CONCLUSIONES.



Correlaciones

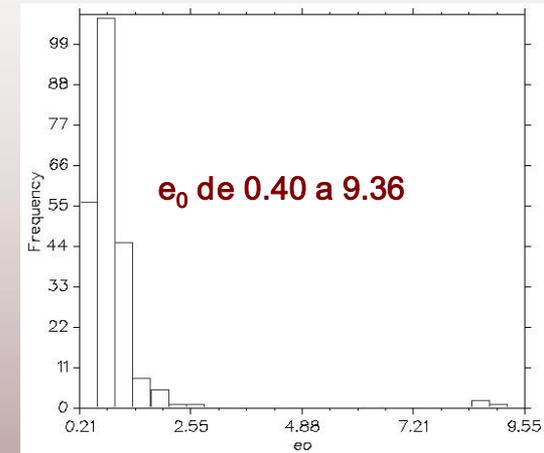
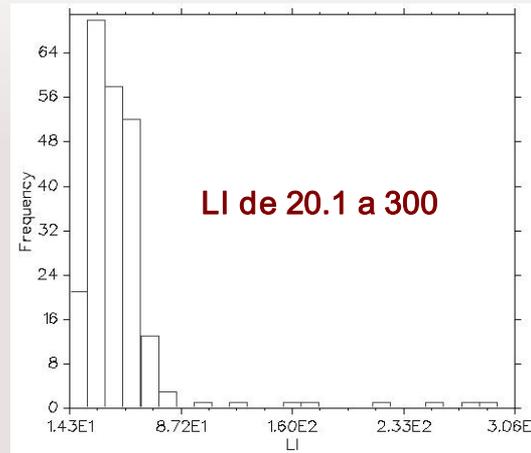
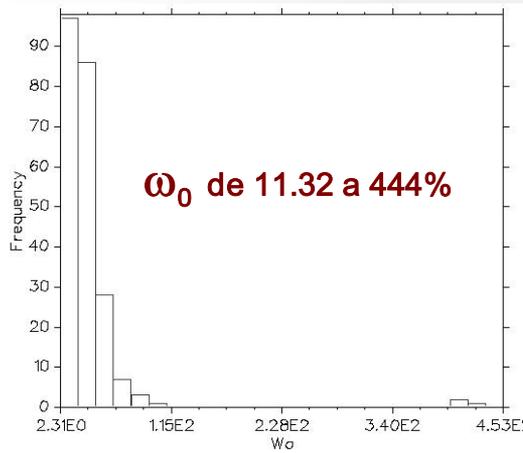
240 registros de compresibilidad



Clasificación SUCS



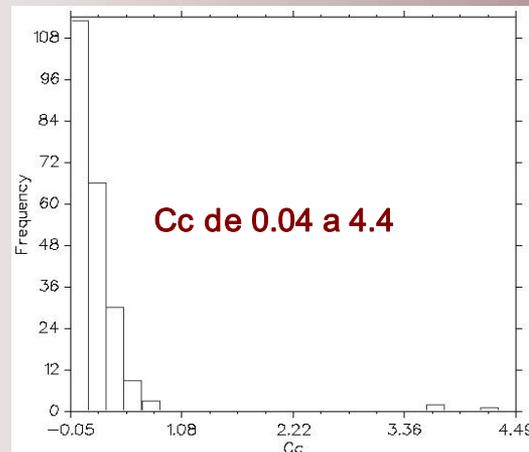
Selección de propiedades para la correlación



Variables Independientes

Consideraciones:

- Objetivo del estudio
- Relación física con la variable dependiente,
- Cantidad y calidad de datos disponibles



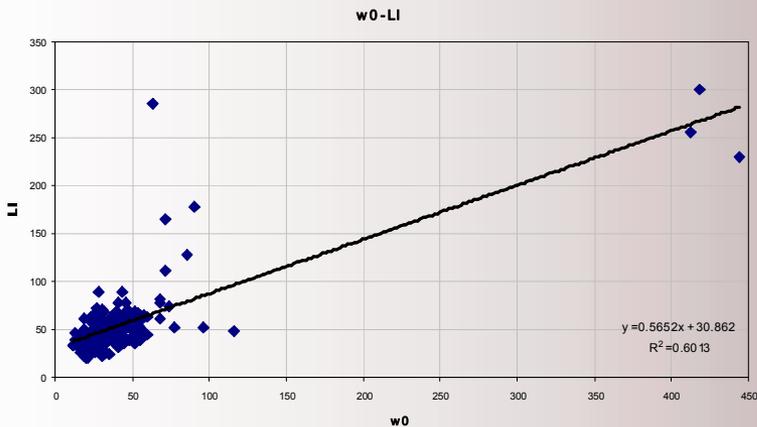
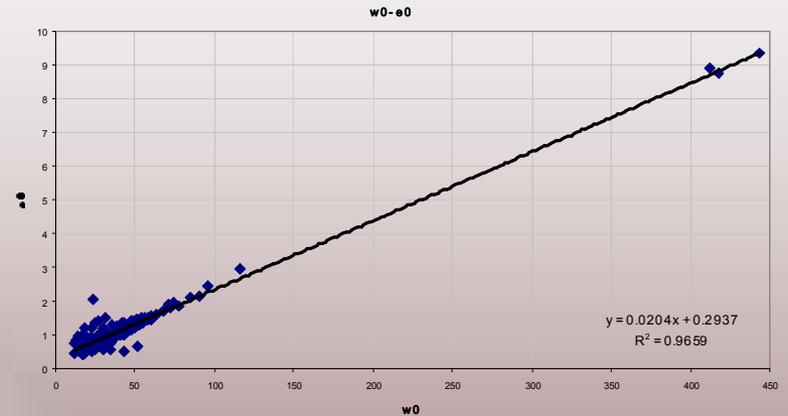
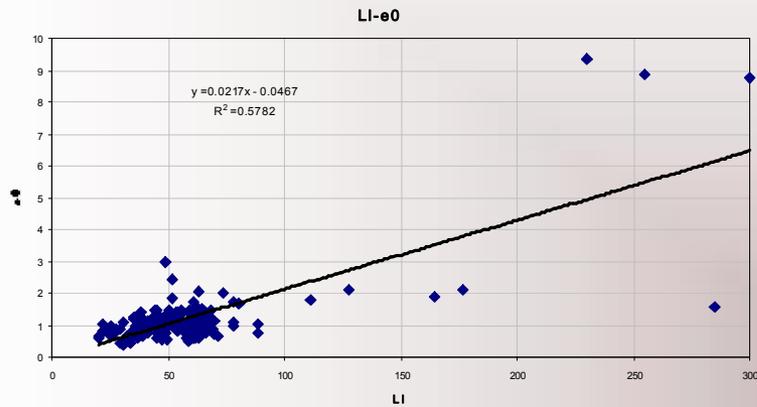
Variable dependiente



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Gráficas de dispersión general de variables independientes.



	w_0	L_L	e_0	C_c
w_0	1.00			
L_L	0.78	1.00		
e_0	0.98	0.76	1.00	
C_c	0.97	0.77	0.97	1.00

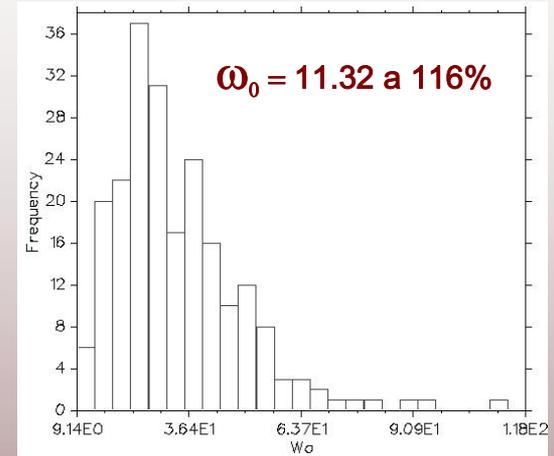
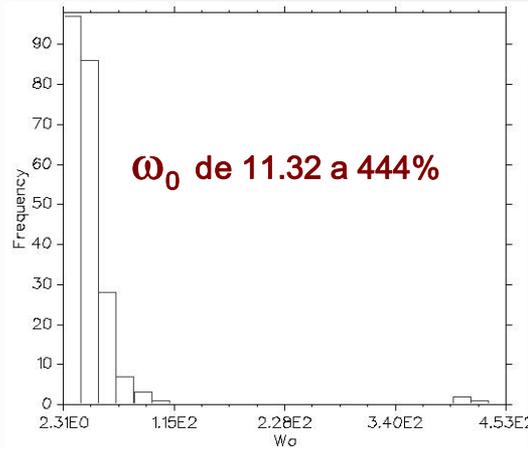
Matriz de correlación lineal de variables



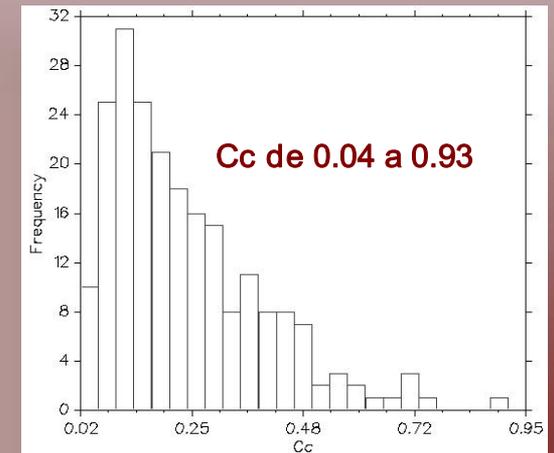
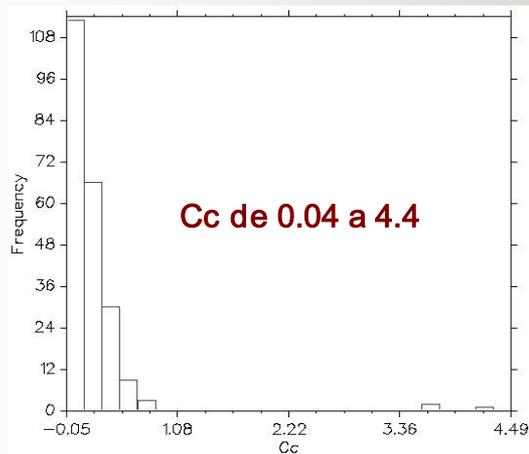
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Cc f(ω_0)



N=217

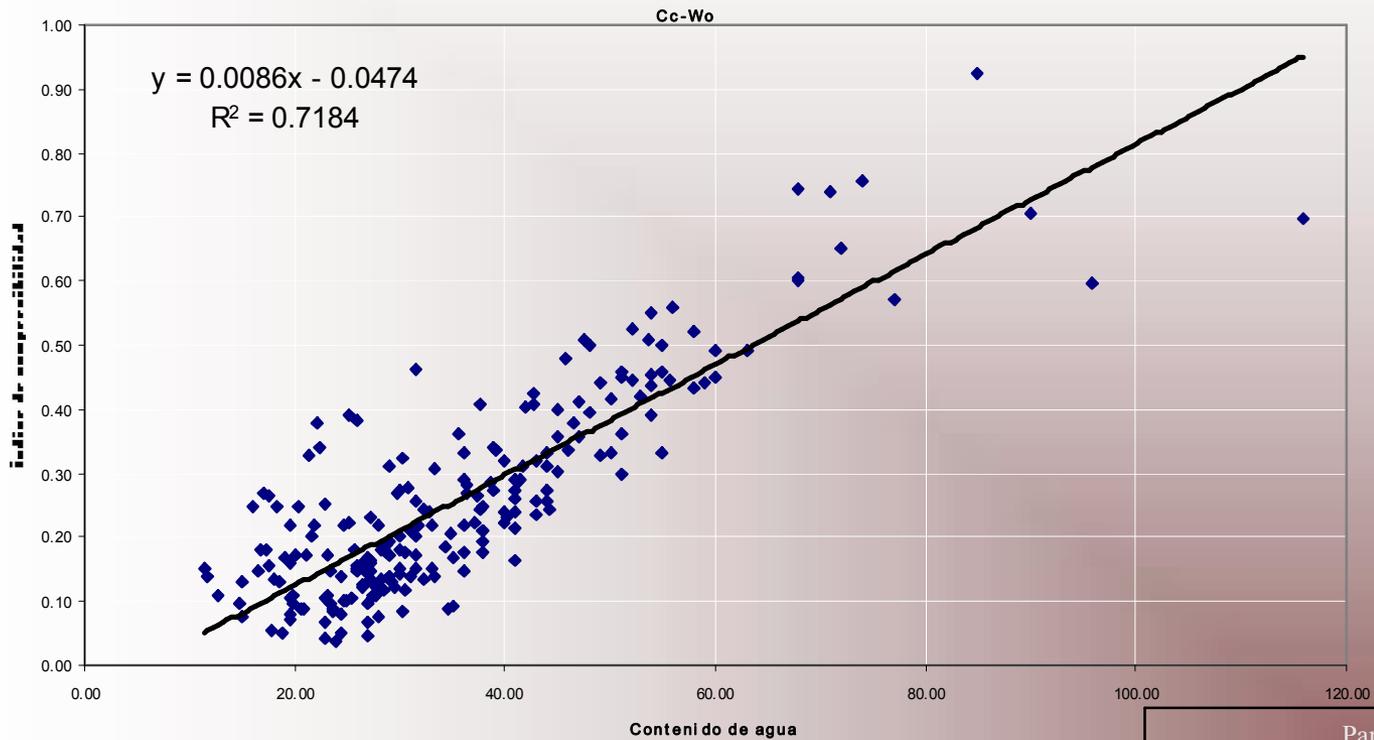




Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$Cc f(\omega_0)$



$$Cc = 0.0086 (w_0 - 5.512)$$

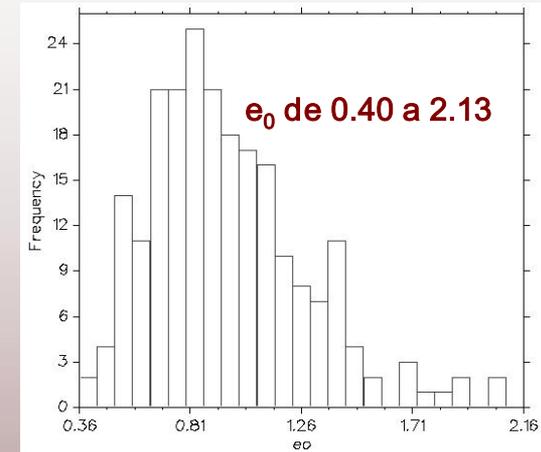
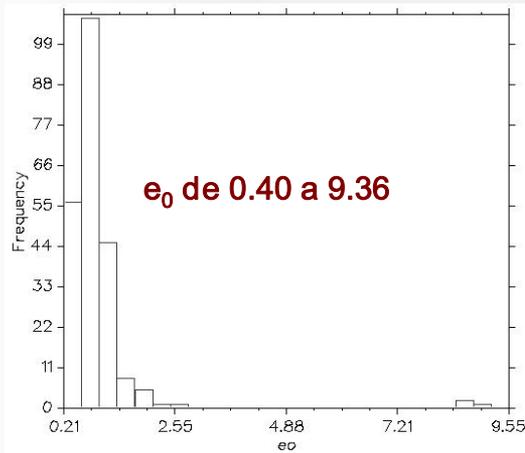
Parámetros estadísticos	
Coefficiente de correlación	0.85
Error máximo	0.253
Error mínimo	-0.244
Error promedio	0.0057
Varianza	0.007
Desviación estándar	0.084



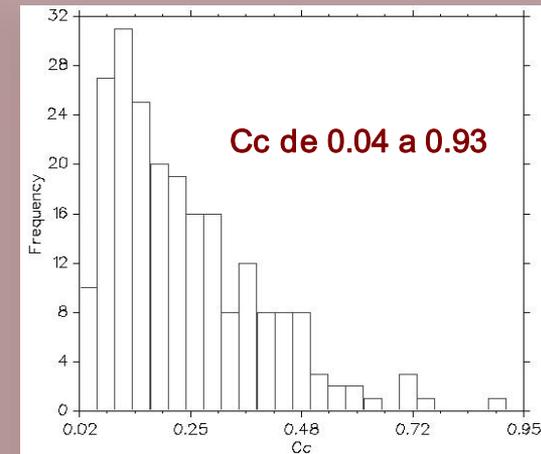
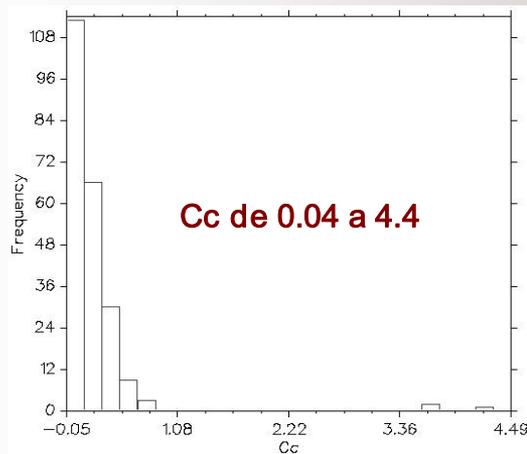
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Cc f(e₀)



N=221



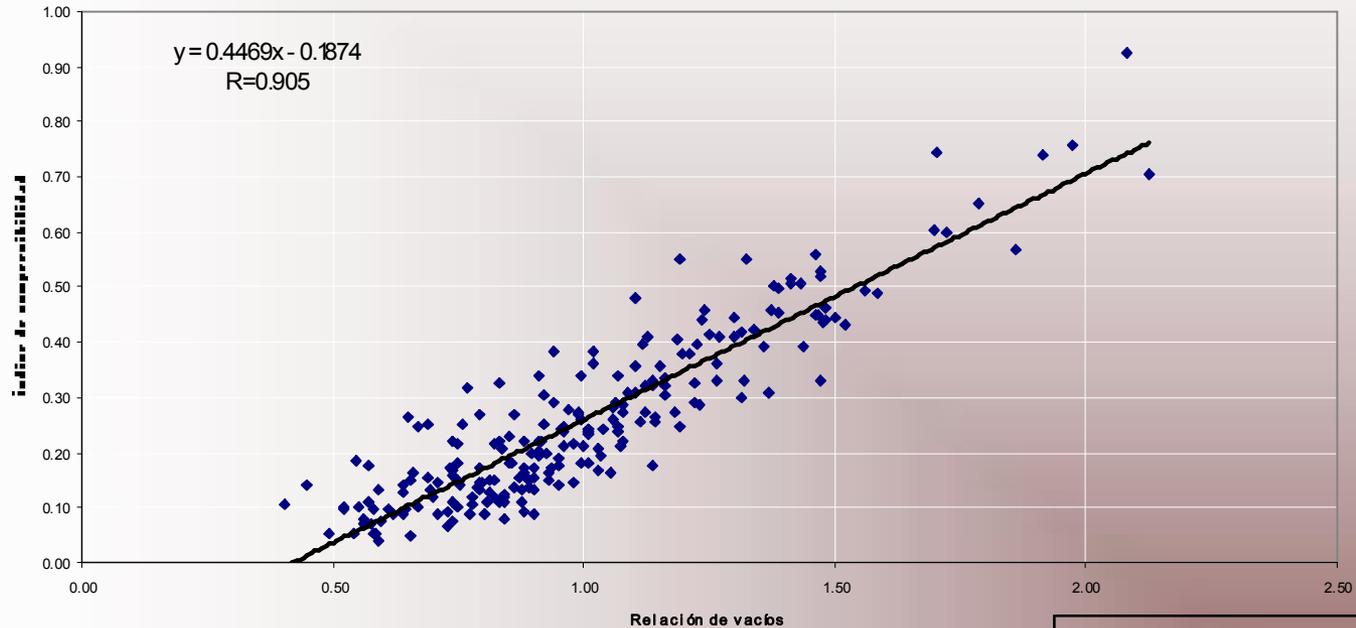


Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$C_c f(e_0)$

$C_c - e_0$



$$C_c = 0.4469 (e_0 - 0.419)$$

Parámetros estadísticos

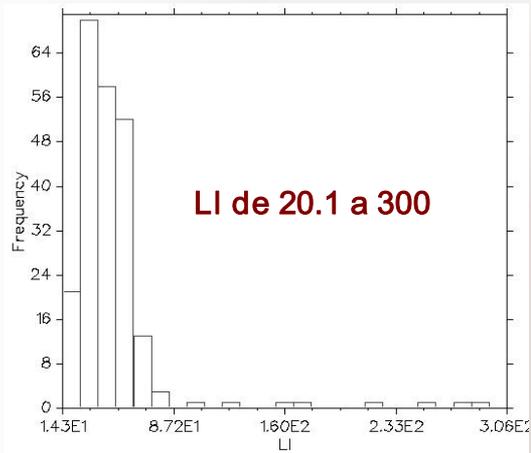
Coefficiente de correlación	0.905
Error máximo	0.142
Error mínimo	-0.204
Error promedio	0.004
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.067



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Cc f(LI)

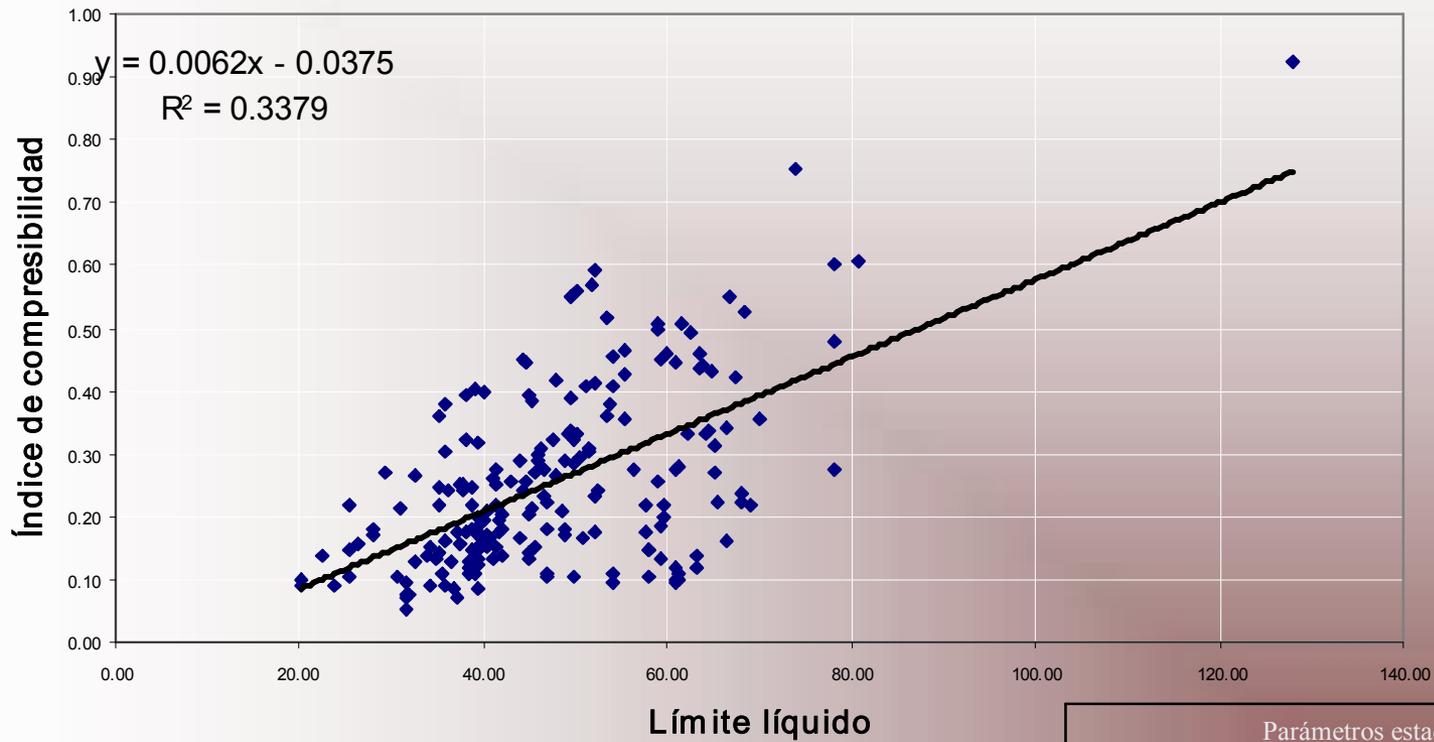




Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Cc f(LL)



$Cc = 0.0062 (LL + 6.048)$

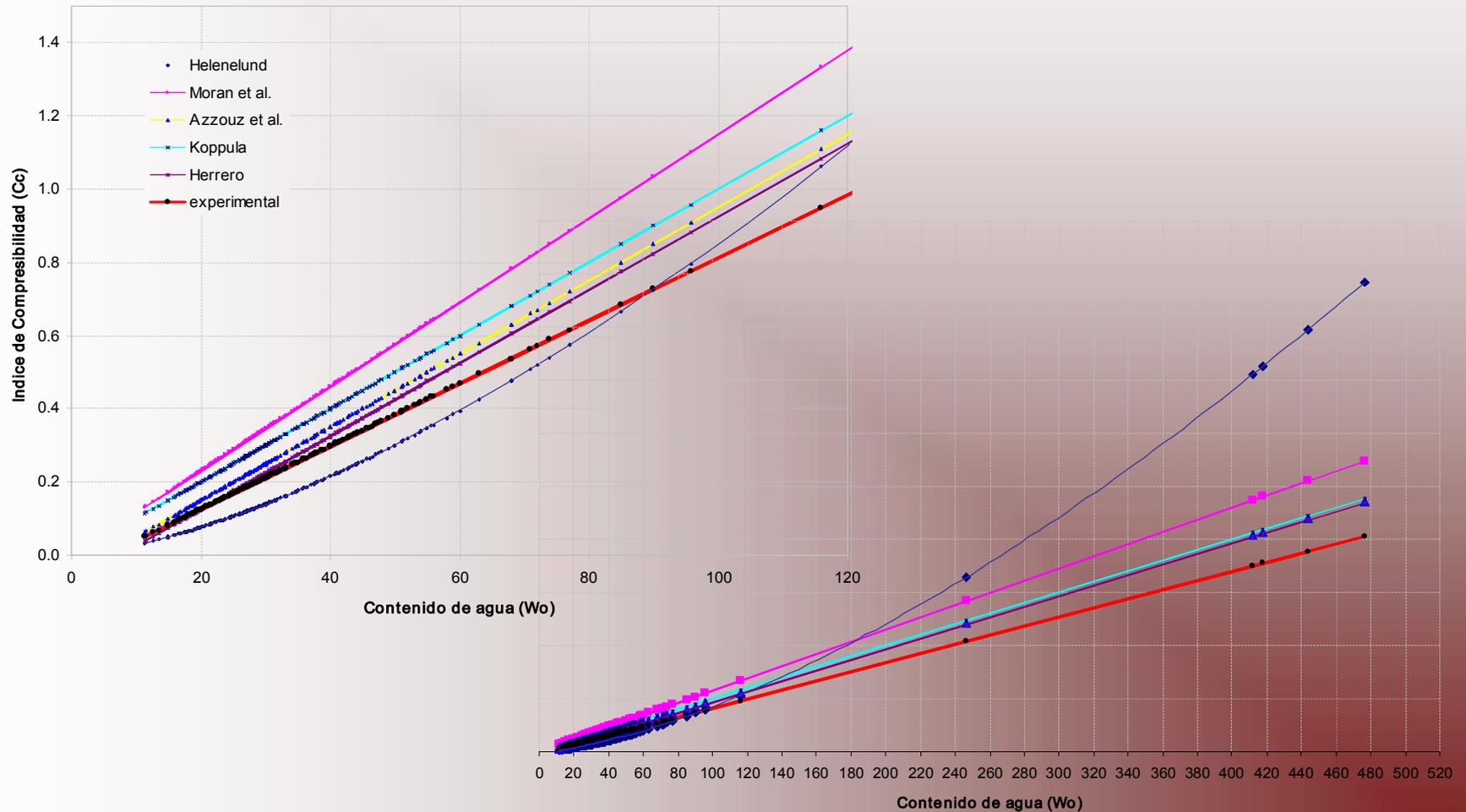
Parámetros estadísticos	
Coefficiente de correlación	0.58
Error máximo	0.24
Error mínimo	-0.33
Error promedio	0.008
Varianza	0.013
Desviación estándar	0.116



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.

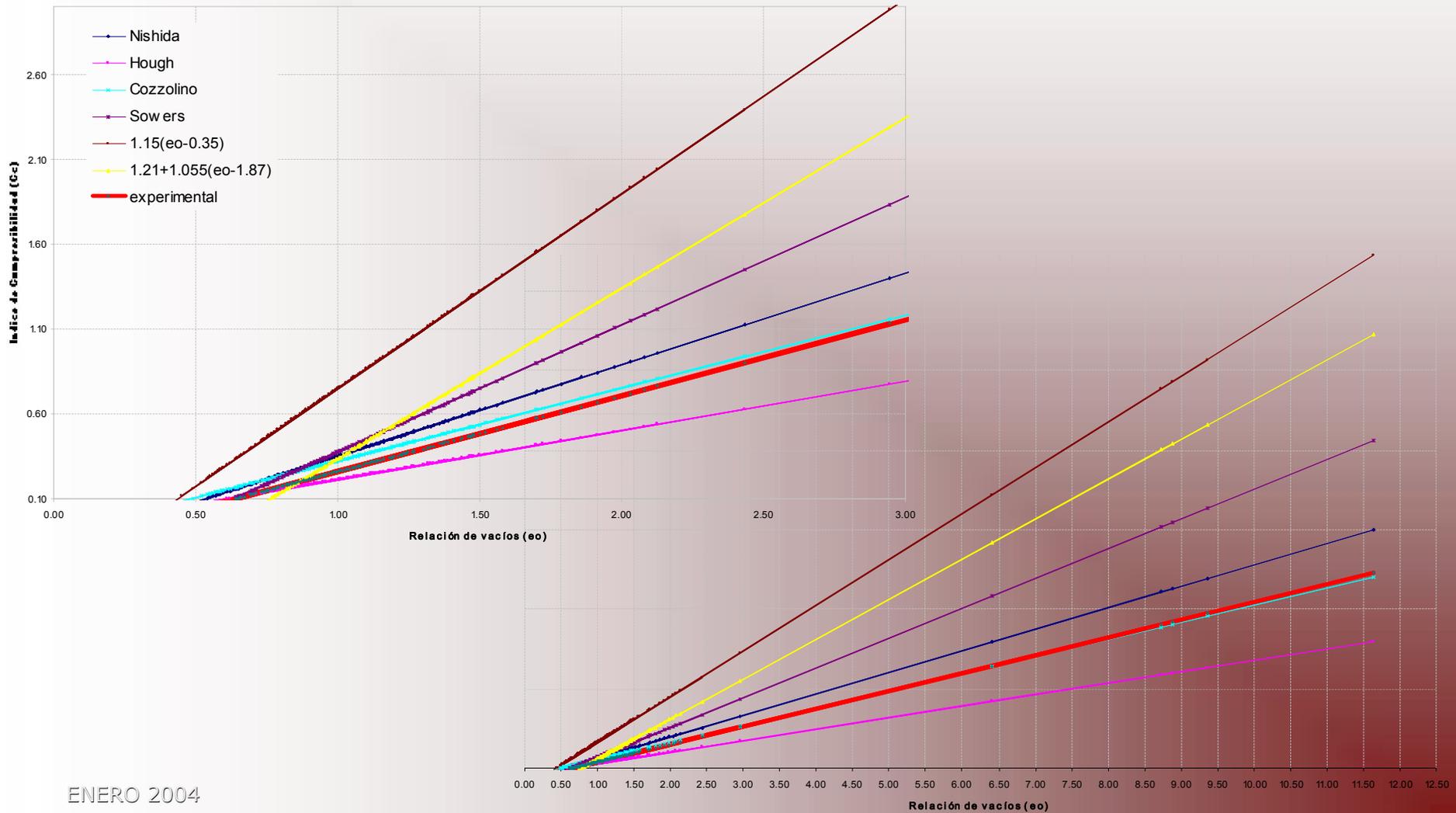


Comparación con otros autores



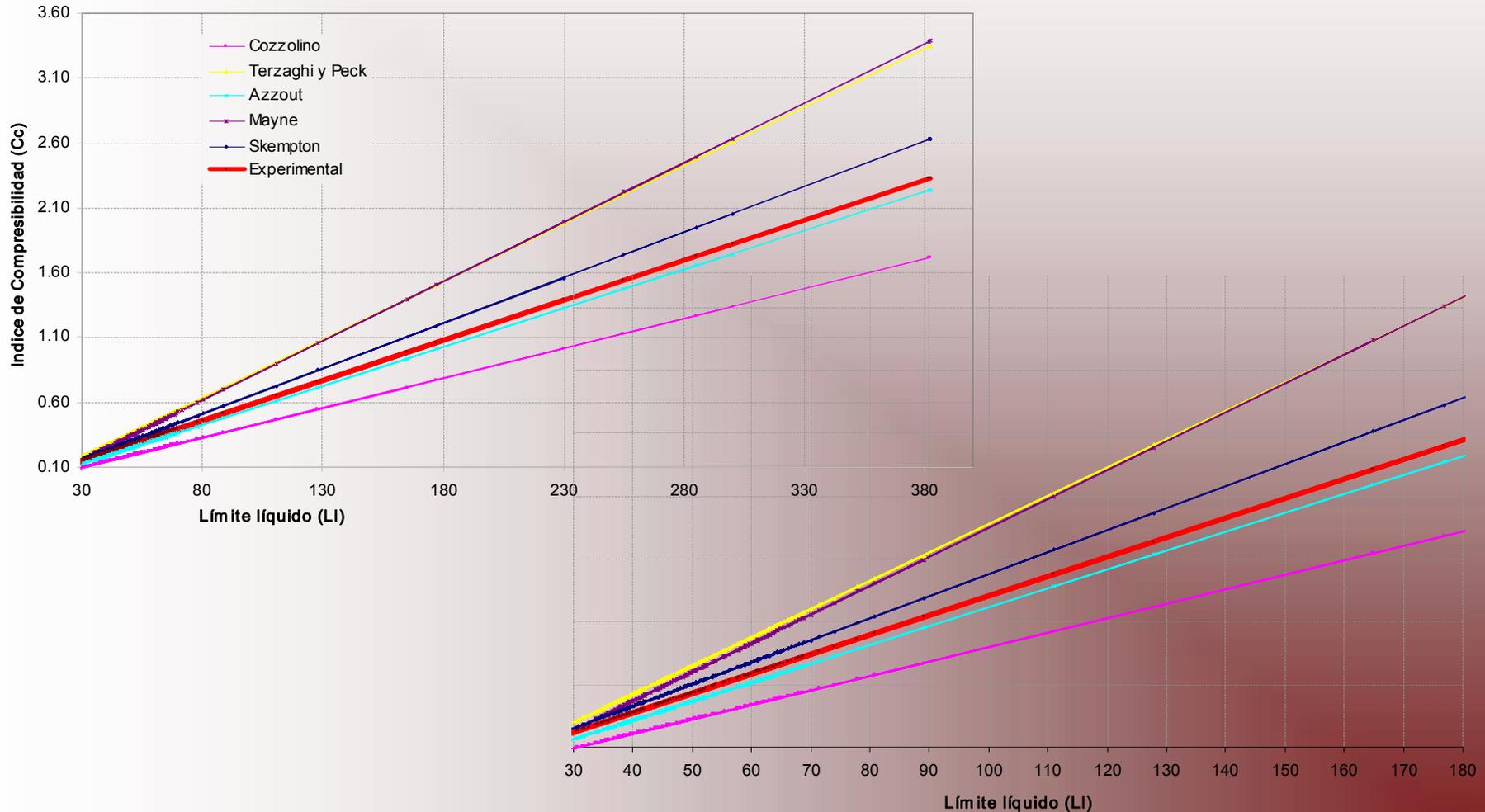


Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.





Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.





Cc en función de dos propiedades índice

Los trabajos reportados por Azzout Et Al (1976), indican que se puede obtener una correlación más confiable del índice de compresibilidad con bajos errores cuando se incluyen más de una propiedad índice para su determinación

Se tomo como base el análisis previo para cada propiedad, así como la relación entre las dos propiedades independientes que intervienen en cada modelo.

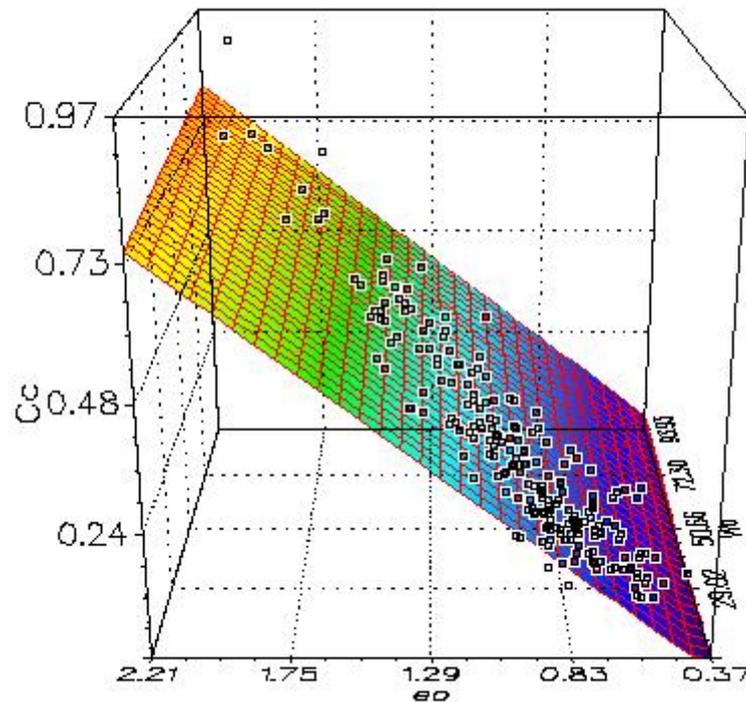
Para determinar la ecuación de correlación correspondiente, se utilizó el programa en línea ZunZun.com, que es un software creado por James R. Phillips, de Birmingham, AL, USA, con el que se puede obtener la envolvente o ajustar curvas y superficies de datos alimentados en línea



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$C_c f(W_0 - e_0)$



$$C_c = 0.00068w_0 + 0.422 e_0 - 0.1874$$

Valores	w_0	e_0	C_c
Máximo	90.00	2.13	0.93
Mínimo	11.32	0.45	0.04
Media Aritmética	34.91	1.01	0.26
Desviación estándar	14.27	0.31	0.16
Varianza	203.75	0.10	0.02

N = 217

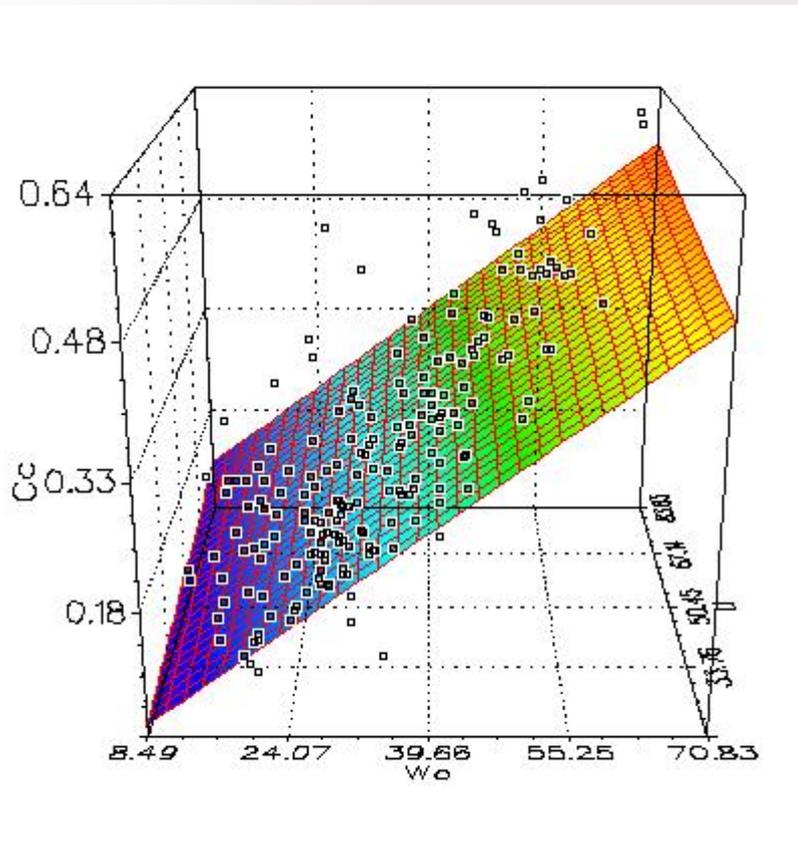
Coefficiente de correlación	0.91
Error máximo	0.14
Error mínimo	-0.18
Error promedio	0.004
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.065



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$C_c f(w_0 \text{ y } L_L)$



$$C_c = 0.0075w_0 + 0.00095 LL - 0.042$$

Valores	w_0	L_L	C_c
Máximo	68.00	80.80	0.61
Mínimo	11.32	20.10	0.05
Media Aritmética	33.38	46.72	0.25
Desviación estándar	11.94	12.39	0.13
Varianza	142.59	153.45	0.02

N = 199

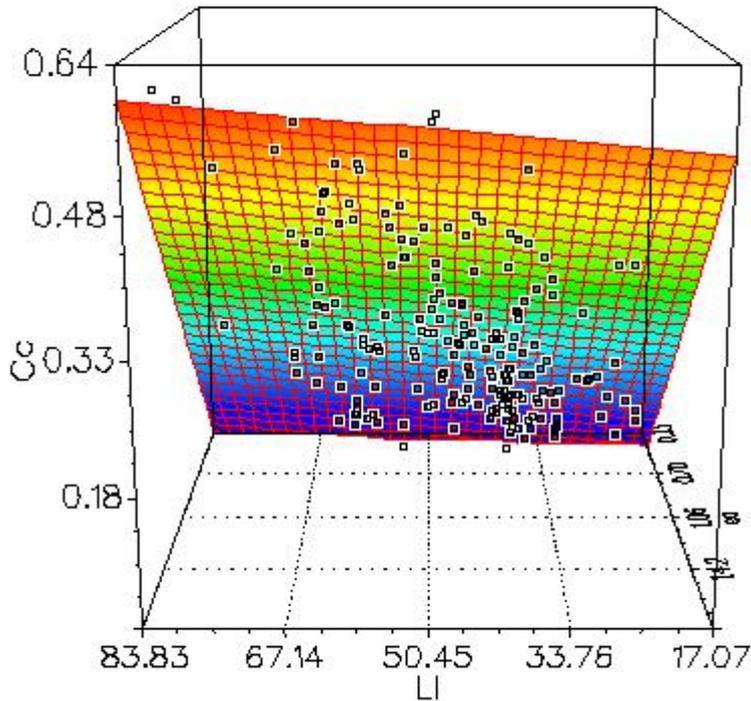
Coefficiente de correlación	0.76
Error máximo	0.18
Error mínimo	-0.31
Error promedio	0.004
Varianza	0.007
Desviación estándar	0.08



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$$C_c f(e_0 - L_L)$$



$$C_c = 0.00084 LL + 0.398 e_0 - 0.178$$

Valores	L_L	e_0	C_c
Máximo	80.80	1.72	0.61
Mínimo	20.10	0.40	0.05
Media Aritmética	46.78	0.97	0.25
Desviación estándar	12.39	0.27	0.13
Varianza	153.60	0.07	0.02

N = 196

Coefficiente de correlación	0.86
Error máximo	0.13
Error mínimo	-0.21
Error promedio	0.001
Varianza	0.004
Desviación estándar	0.06



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Resumen de resultados

Correlación encontrada	Coefficiente de correlación	Error máximo	Error mínimo	Error promedio	Varianza	Desviación estándar
$C_c = 0.0086(\omega_0 - 5.512)$	0.85	0.253	-0.244	0.0057	0.007	0.084
$C_c = 0.4469(e_0 - 0.419)$	0.905	0.142	-0.204	0.004	0.004	0.067
$C_c = 0.0062(L_L + 6.048)$	0.58	0.24	-0.33	0.008	0.013	0.116
$C_c = 0.00068\omega_0 + 0.422 e_0 - 0.1874$	0.91	0.14	-0.18	0.004	0.004	0.065
$C_c = 0.0075\omega_0 + 0.00095 L_L - 0.042$	0.76	0.18	-0.31	0.004	0.007	0.08
$C_c = 0.00084 L_L + 0.398 e_0 - 0.178$	0.86	0.13	-0.21	0.001	0.004	0.06
Correlaciones de Azzout et al para dos variables						
$C_c = 0.009\omega_0 + 0.002 L_L$	0.81	0.17	-0.18	0.0385	0.06	0.004
$C_c = 0.37(e_0 + 0.003 L_L - 0.34)$	0.86	0.19	-0.30	0.002	0.09	0.008



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



- ➔ ANTECEDENTES.
- ➔ OBJETIVOS Y ALCANCES
- ➔ MARCO TEORICO
- ➔ DESARROLLO EXPERIMENTAL.
- ➔ INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.
- ➔ CORRELACIONES PARA OBTENER C_c
- ➔ CONCLUSIONES.



Conclusiones

Las curvas de compresibilidad de suelos remoldeados presenta la configuración de una curva de compresibilidad virgen, cuya pendiente y posición dependerá, por un lado, de la magnitud de las cargas aplicadas y por otro de la frecuencia de aplicación de las mismas

Las pruebas de consolidación se deben diseñar para cada caso en particular, en lo que se refiere a las presiones y velocidad de aplicación de las mismas, de tal forma que las condiciones de prueba se apeguen en la medida que sea posible a las condiciones reales a las que se someterá el suelo bajo la influencia de una estructura, a fin de tener una mejor estimación de los asentamientos posibles de la cimentación



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Los resultados obtenidos de los ensayos de compresibilidad realizados no permitieron encontrar una relación entre el suelo remoldeado e inalterado, que condujera a su vez, a encontrar una relación entre el índice de compresibilidad y la relación de vacíos en el límite líquido.

Comparando los resultados de las tres correlaciones en función de una variable independiente, para obtener el índice de compresibilidad, se ha mostrado que una simple relación lineal en base a la relación de vacíos presenta resultados muy aproximados del índice de compresibilidad de los suelos cohesivos.

$$C_c = 0.4469(e_0 - 0.419)$$

Lo anterior coincide con lo reportado en la literatura, en cuanto a que la propiedad índice que se ajusta mejor para obtener C_c es la relación de vacíos inicial del suelo, por medio de simples modelos de regresión lineal.



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



El uso de múltiples parámetros índice del suelo para la predicción del índice de compresibilidad es recomendado

La correlación de dos variables que representa la mejor aproximación es

$$C_c = 0.00084 LL + 0.398 e^{0-0.178}$$

por un lado, relaciona una propiedad del material que depende del tipo de suelo, y por otro, una variable directamente proporcional a la reducción de volumen del mismo suelo, relacionada con las características del suelo in situ, esto es, con su historia de cargas



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



GRACIAS



Recomendaciones

Recopilar información de compresibilidad diferentes tipos de suelos y verificar la aplicabilidad de las correlaciones obtenidas.

Realizar una investigación de laboratorio para evaluar la compresibilidad intrínseca de suelos finos. Esto es, ensayos de laboratorio en un amplio rango de suelos, tanto en forma inalterada como remoldeada, con un contenido de agua cercano a 1.25 LL .

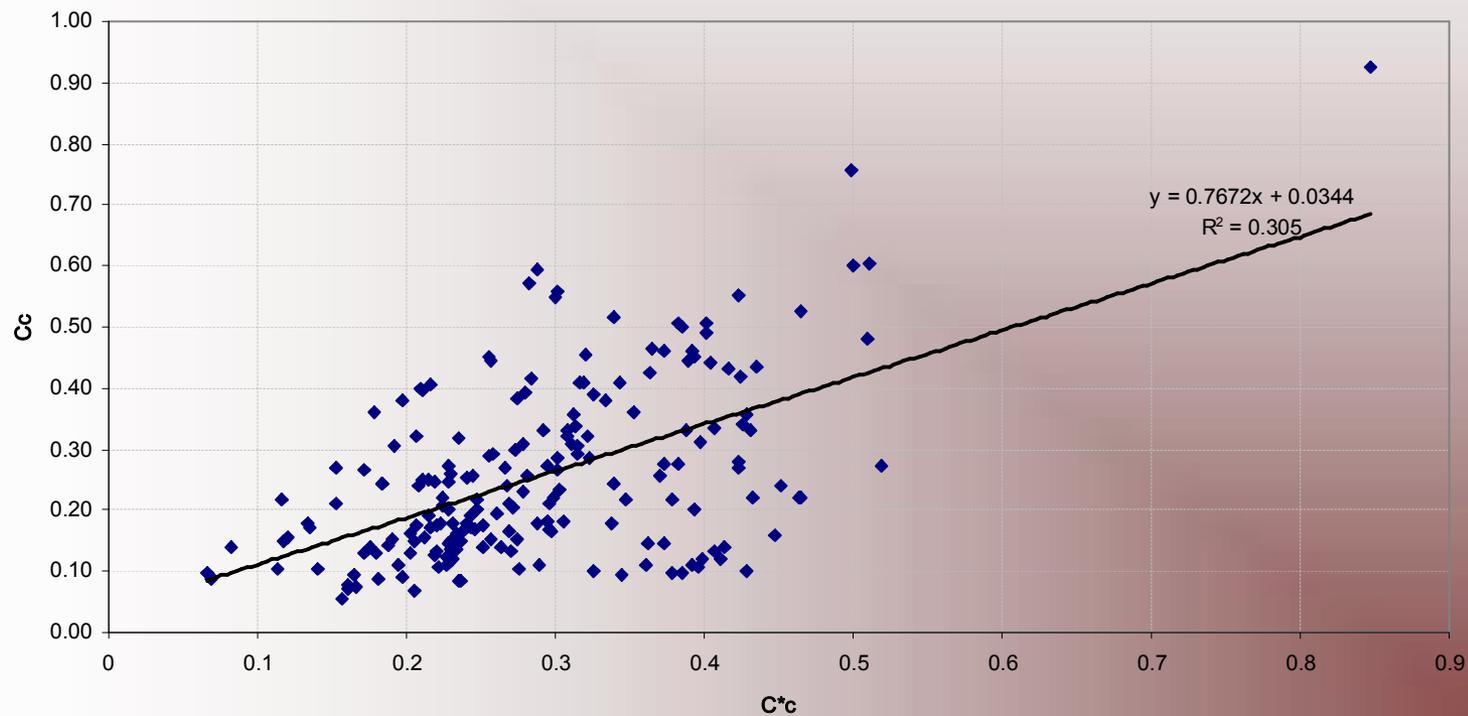
Recopilaron resultados de la literatura acerca del índice de compresibilidad intrínseco de suelos finos, en base a los estudios realizados por B. Cerato et al. a fin de complementar los datos de los ensayos recomendados en el punto anterior.

Buscar la relación que guardan C_c y C^*_c , en base a los dos puntos anteriores.

Evaluar la relación que guarda la relación de vacíos a un esfuerzo efectivo de 100 kPa e^*100 , con la compresibilidad del suelo a través de e_L , LL , IP e IC y el contenido inicial de agua

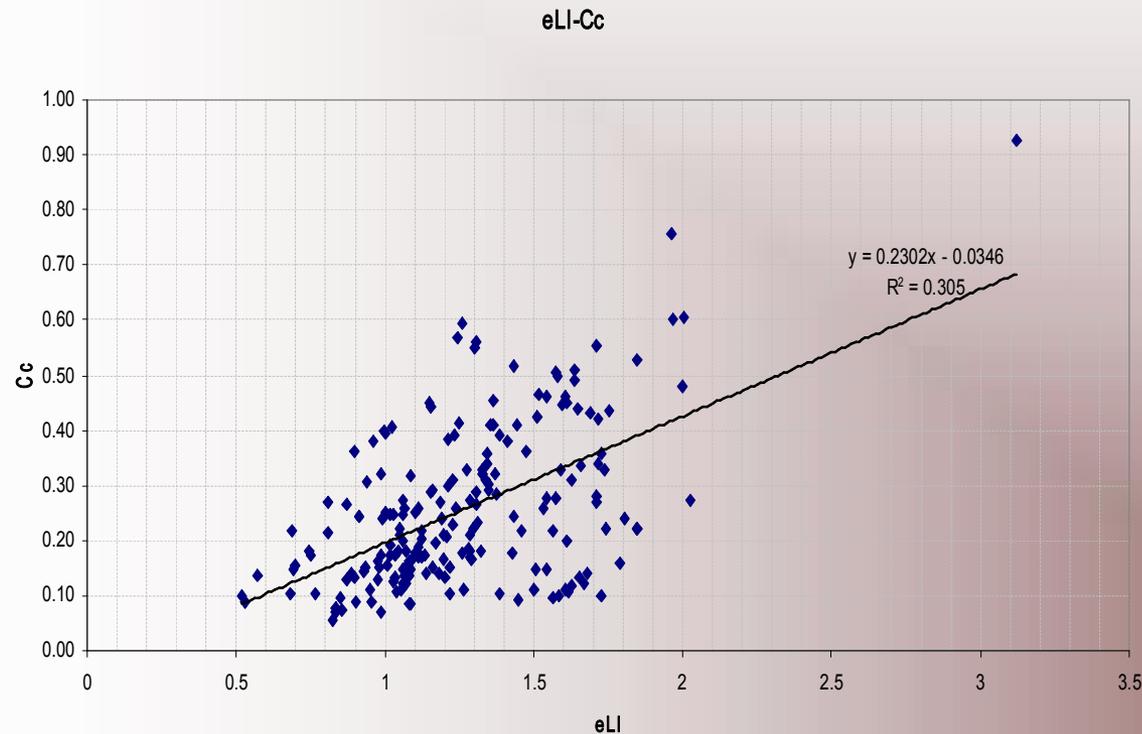


Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.





Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$$e = V_v / V_s \quad V_v = e * V_s$$
$$S_s = (W_s / V_s) * g_w$$
$$V_s = (W_s / S_s) * 1$$
$$w = W_w / W_s$$
$$W_w = w * W_s$$

Si $W_s = 1$

$$V_s = g_w / S_s$$
$$W_w = w * 1$$

Suelo saturado

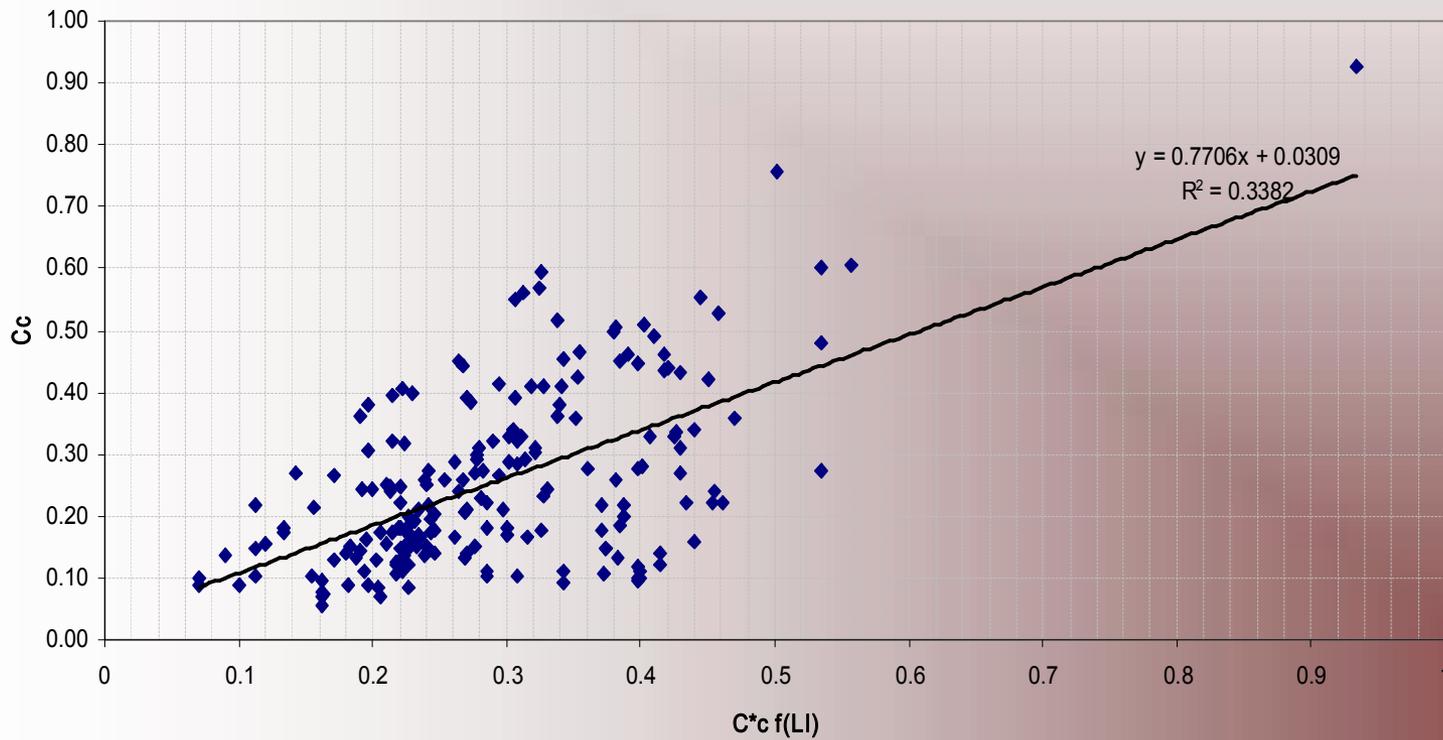
$$V_v = V_w$$
$$V_w = W_w \text{ en } t/m^3$$
$$V_v = W_w$$
$$e = w / (g_w / S_s)$$
$$e = w * S_s$$
$$eL = LI * S_s$$



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Título del gráfico





GENERALIDADES

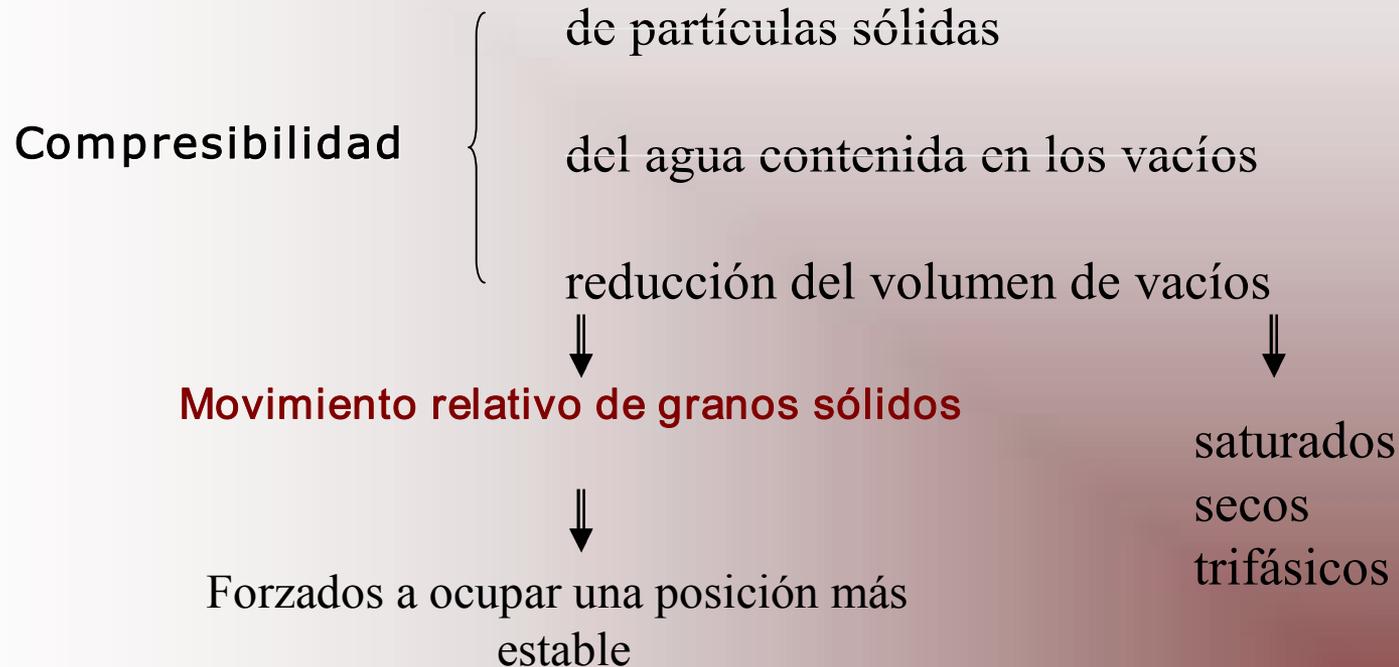
La consolidación puede definirse como el resultado de los procesos que causan la transformación progresiva en un sedimento arcilloso de un estado suave o suelto a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos involucran los enlaces químicos entre las partículas, desecación, cementación y la disipación de la presión de poro del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga.

La consolidación es una deformación elastoplástica que resulta de una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento de esfuerzos.



COMPRESIBILIDAD

Considerando al suelo como un material compuesto por tres fases, al aplicarle un incremento de carga



Así, la compresibilidad de suelos representa una reducción de volumen y depende de la rigidez y oquedad de su estructura



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Tipo de suelo

Compresibilidad

Saturado

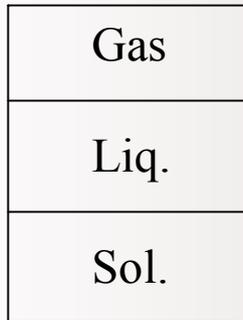
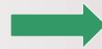
Función del tiempo → Expulsión de agua

Seco

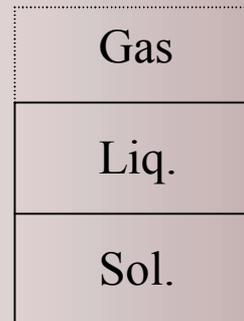
Instantánea → Compresión gas

Trifásicos

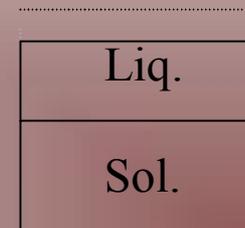
Ambas en 2 etapas



Suelo trifásico



1a etapa



2a etapa



La compresibilidad de un suelo se determina por medio de la prueba de:
consolidación

Procesos en un sedimento arcilloso

Estado suave o suelto

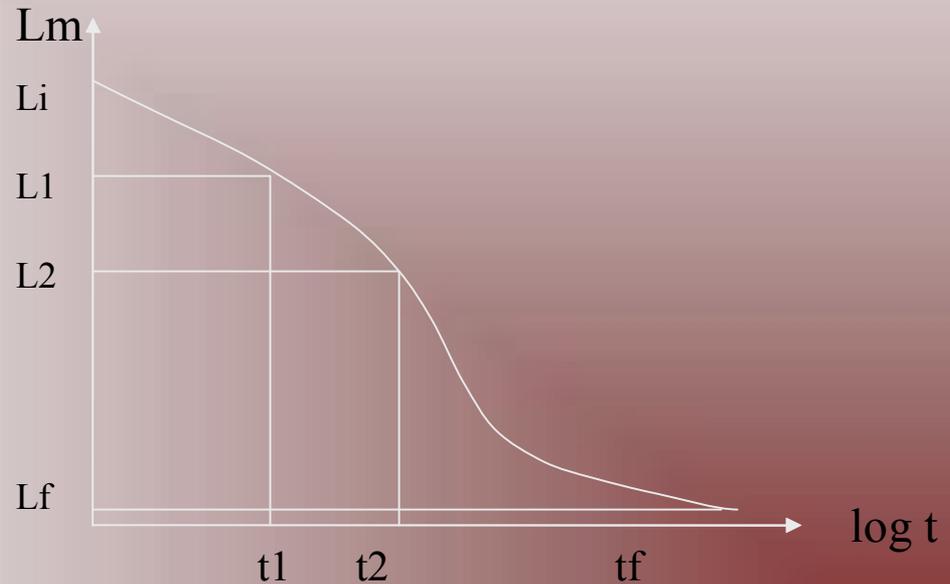
Estrato de arcilla dura

Roca sedimentaria

arena → Instantánea
arcilla → Lenta

Aplicación de carga - toma de lecturas

$$\delta_1 = L_f - L_i$$



Curva de consolidación

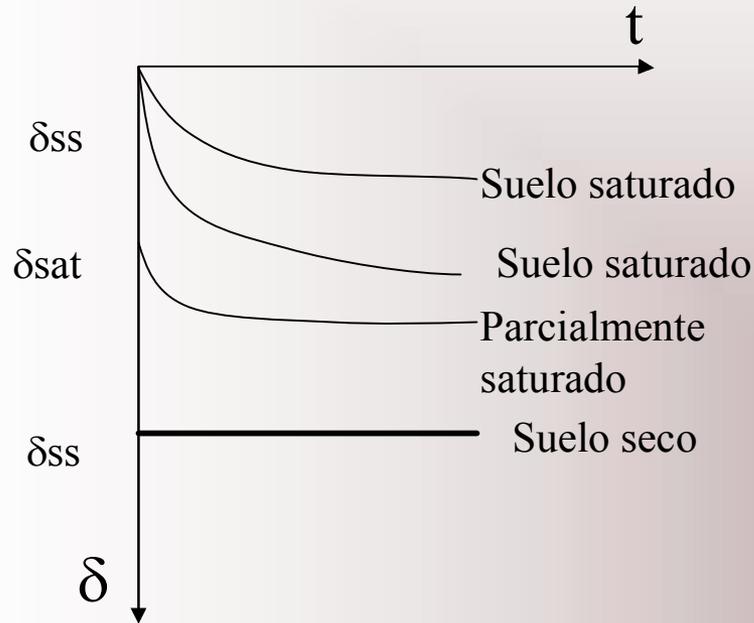


Hipótesis de la teoría de consolidación

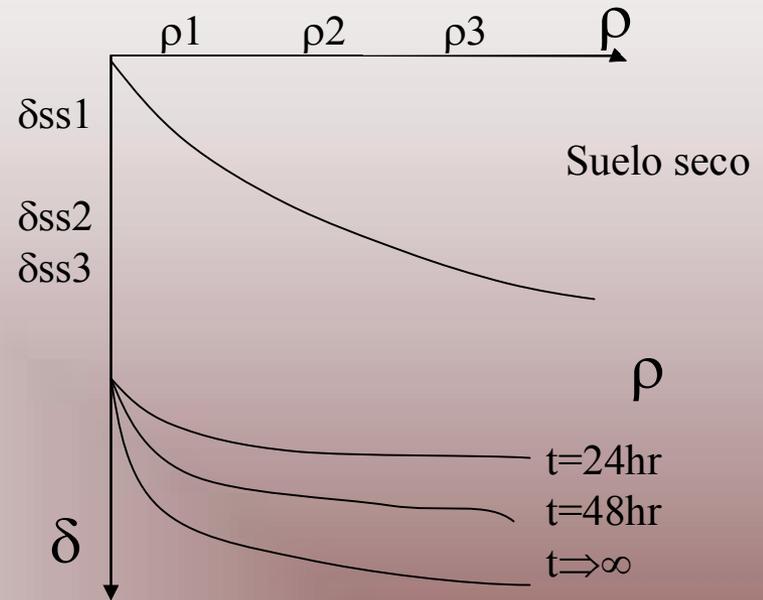
- El suelo es y permanece saturado
- Agua y granos de suelo incompresibles
- Relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen
- k constante
- $v = k_i$
- Temperatura constante
- Consolidación unidimensional
- Muestras inalteradas



Curvas Esfuerzo-Deformación



Curvas Deformación -tiempo



Curvas Esfuerzo-Deformación



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



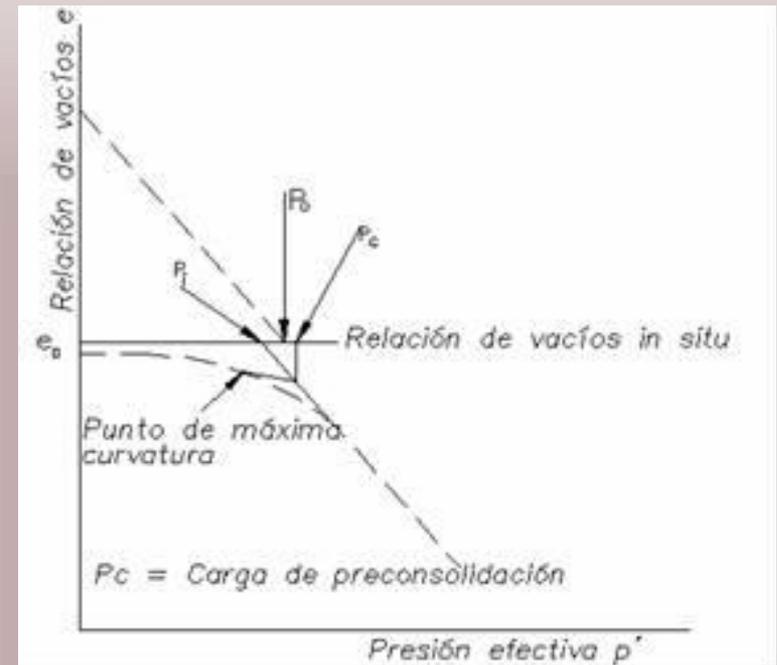
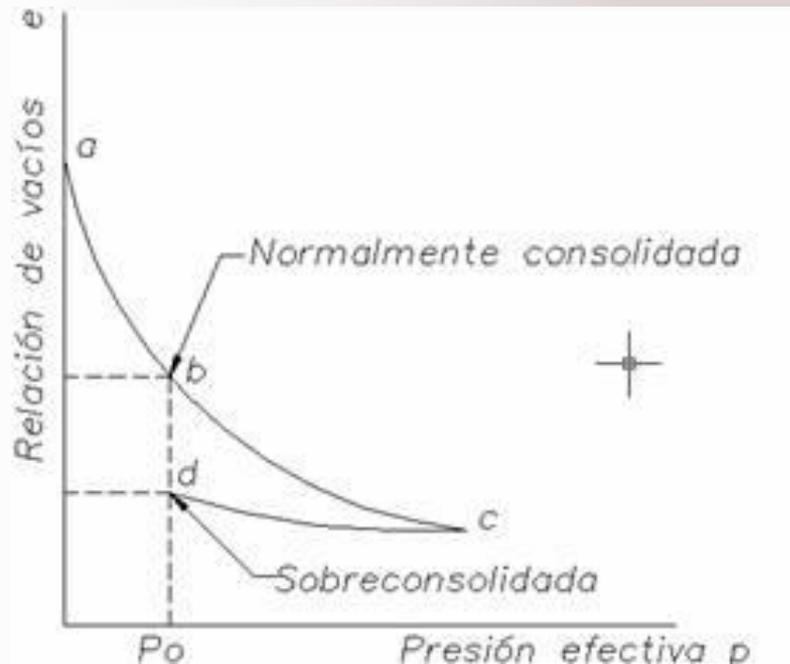
Curvas de compresibilidad

Suelos normalmente consolidados

P_c presión de la columna de suelo

Suelos preconsolidados

si $P_c > P_o$



Arcilla normalmente consolidada



Parámetros a obtener en los ensayos de consolidación:

C_c , Índice de compresibilidad - Cuanta consolidación?

Pendiente de la porción lineal recta de la curva e - $\log \rho$

$$C_c = \Delta e / (\log(\rho_0 + \Delta \rho) - \log \rho_0) \Rightarrow \Delta e = C_c \log(\rho_0 + \Delta \rho) / \rho_0$$

a_v , Coeficiente de compresibilidad $a_v = \Delta e / \Delta \rho$

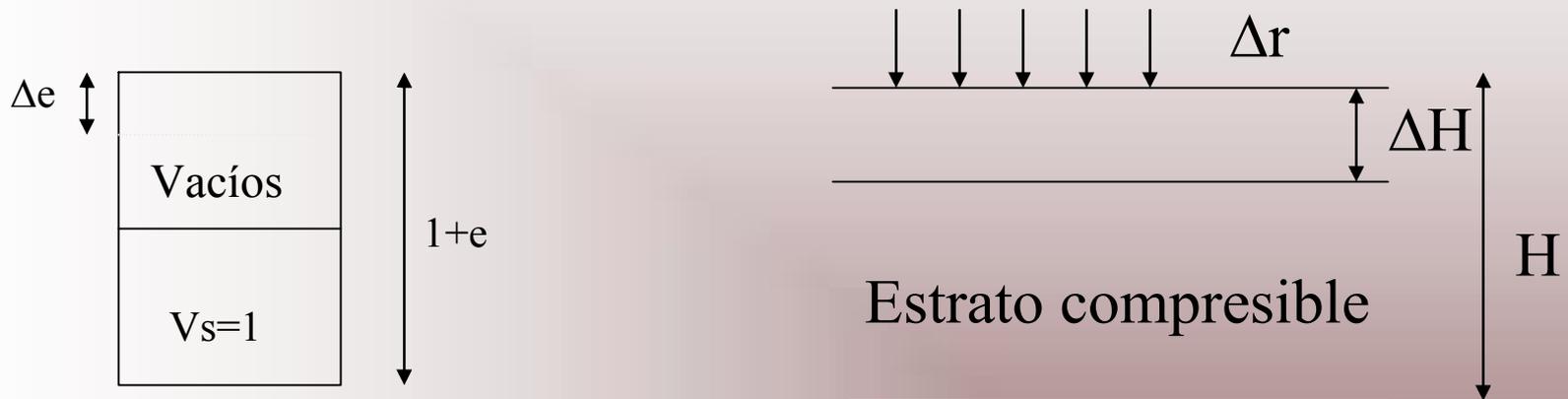
Se obtiene de la tang de la curva e - p en escala natural

$m_v = \Delta \varepsilon / \Delta \rho = \Delta e / (1+e) \Delta \rho = a_v / 1+e$ Coeficiente de variación volumétrica

C_v , Coeficiente de consolidación - Tiempo en consolidarse



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



$$\frac{\Delta e}{1+e} = \frac{\Delta H}{H}$$

$$\Delta H = (\Delta e / (1+e)) * H$$

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1+e} \log \frac{\rho_0 + \Delta \rho}{\rho_0}$$



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



La compresibilidad de los suelos representa una reducción de volumen

Todos los suelos son compresibles

La compresibilidad puede ser instantánea y en función del tiempo

Los suelos secos presentan una compresibilidad Instantánea

En suelos saturados la compresibilidad esta en función del tiempo, se requiere de la expulsión del agua contenida en sus oquedades

En suelos parcialmente saturados se presentan ambas

En suelos parcialmente y saturados, la compresibilidad depende del coeficiente de permeabilidad

Los suelos en estado saturado son los más compresibles

Las curvas de consolidación nos dicen como se deforma el suelo en función del tiempo



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Hough reconoció que la curva virgen para especímenes de diferentes tipos de suelo exhibe un patrón de convergencia, lo cual indica de forma general que la compresibilidad varía con la relación de vacíos inicial

Schumertmann encontró que la relación de vacíos para el punto de convergencia es aproximadamente igual a $0.4 e_0$.

Hough realizó ensayos en especímenes remoldeados de diferentes tipos de suelos y encontró que existe una relación lineal entre C_c y e_0 que se puede expresar de a forma:

$$C_c = a (e_0 - b)$$

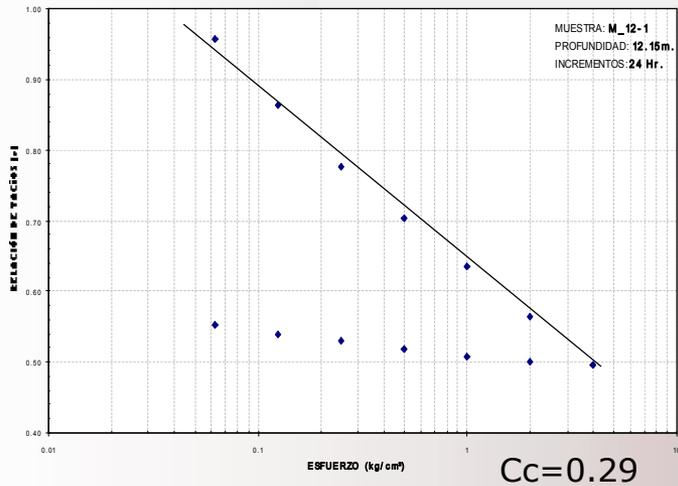
En base a información disponible, Hough concluye que el término a , que representa la pendiente, es dependiente principalmente de la forma de las partículas, tamaño y graduación. El también concluye que el término b es aparentemente una aproximación cercana de la relación de vacíos mínima obtenida bajo circunstancias normales



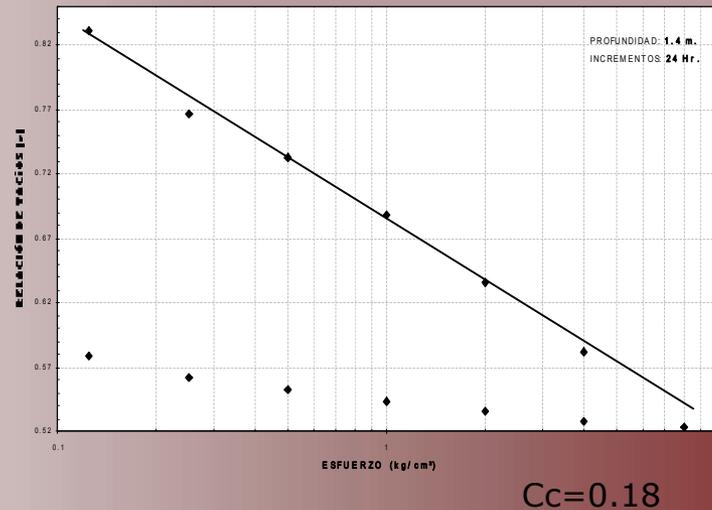
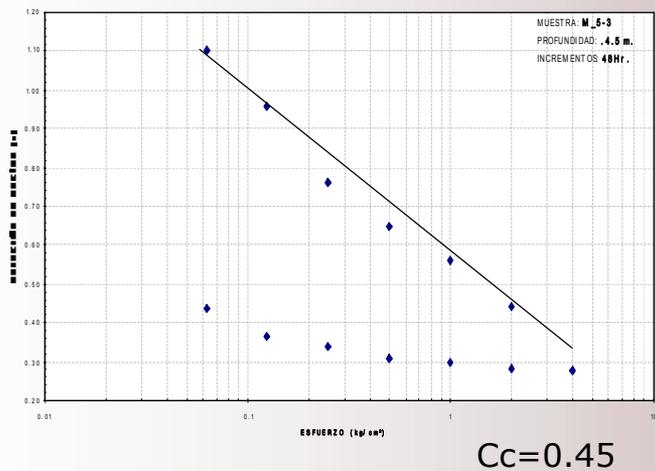
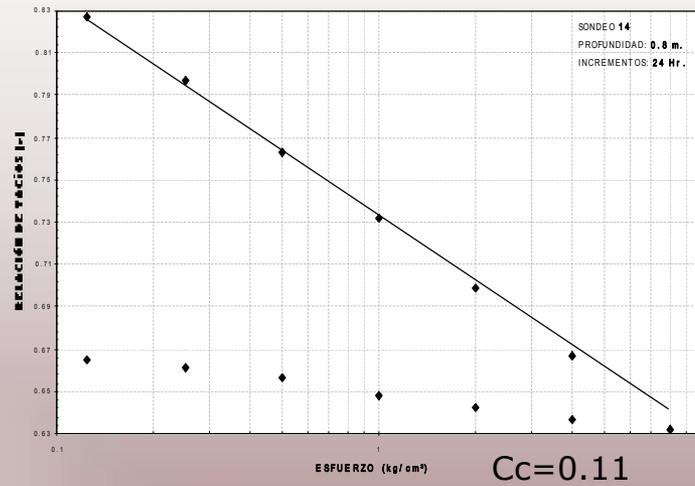
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Suelos remoldeados



Suelos recién formados

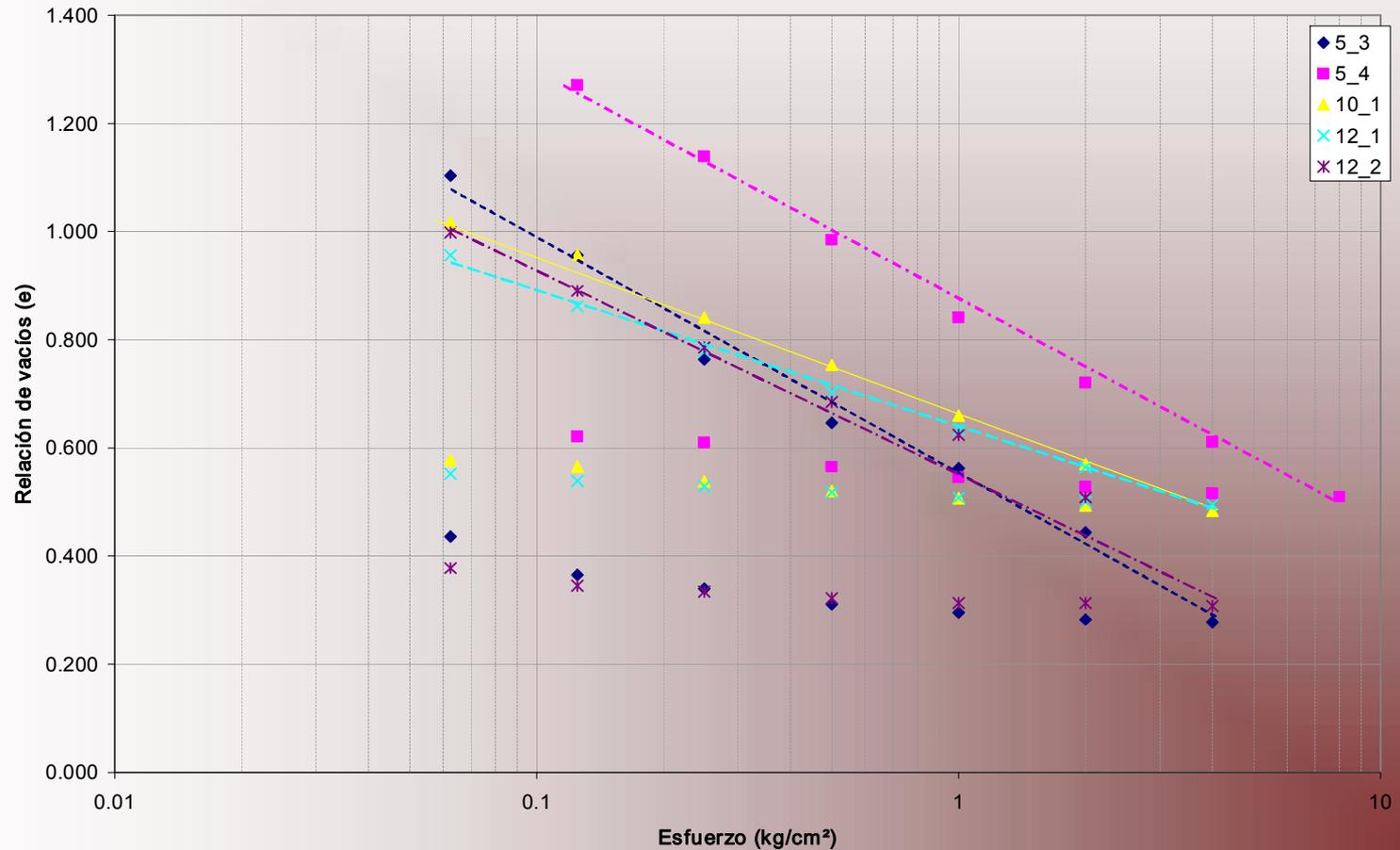




Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.

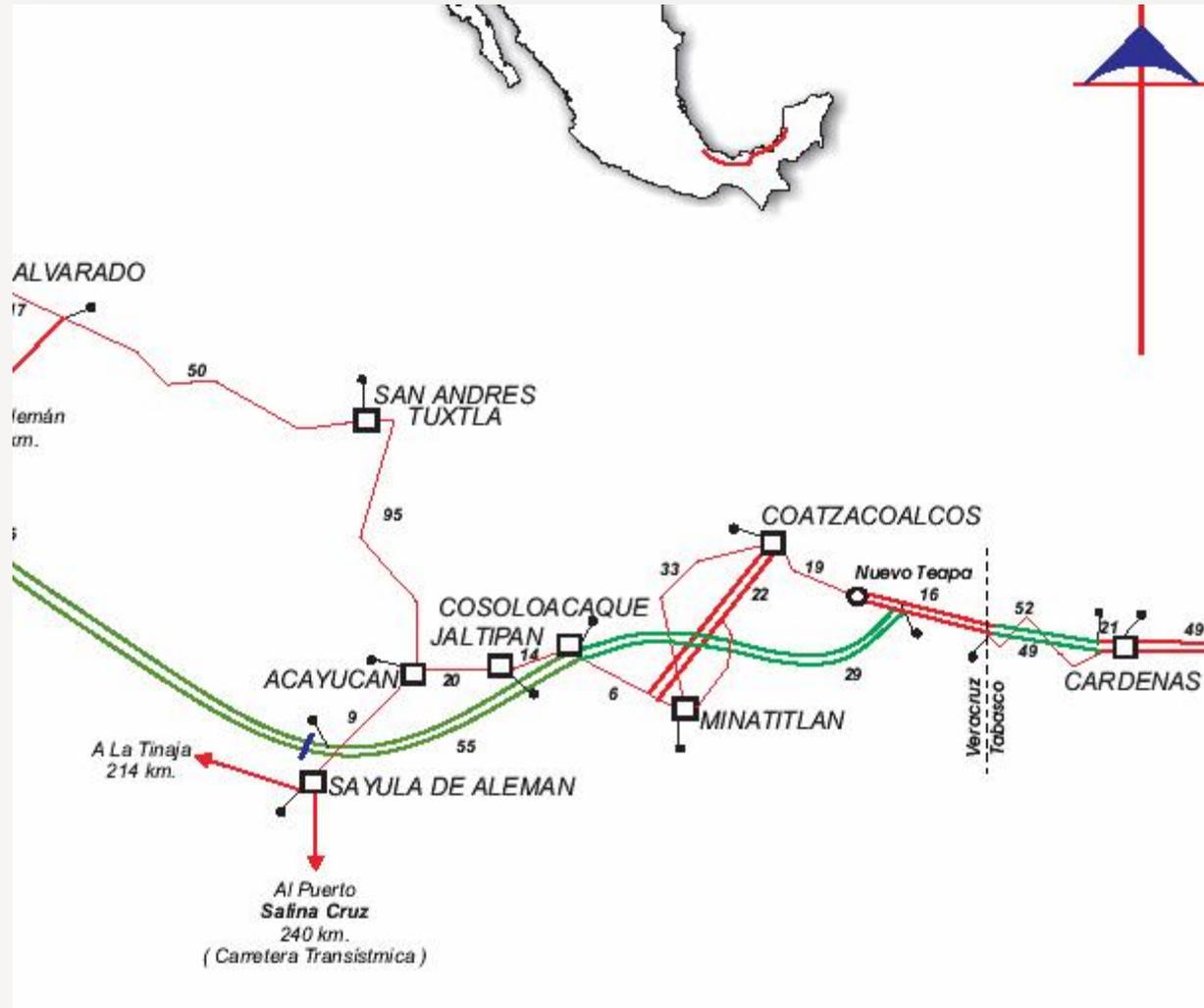


Curvas de Compresibilidad de Suelos Remoldeados





Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.

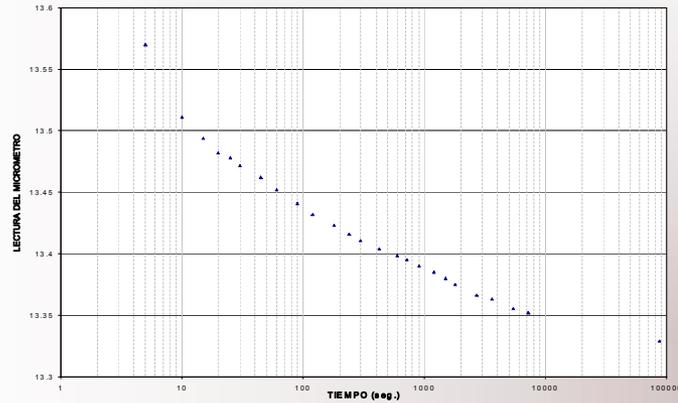




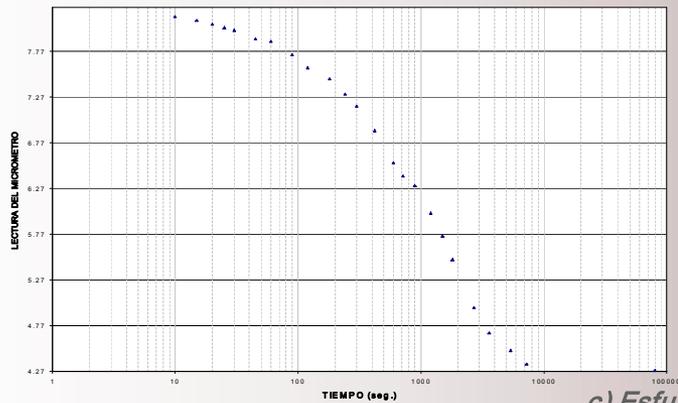
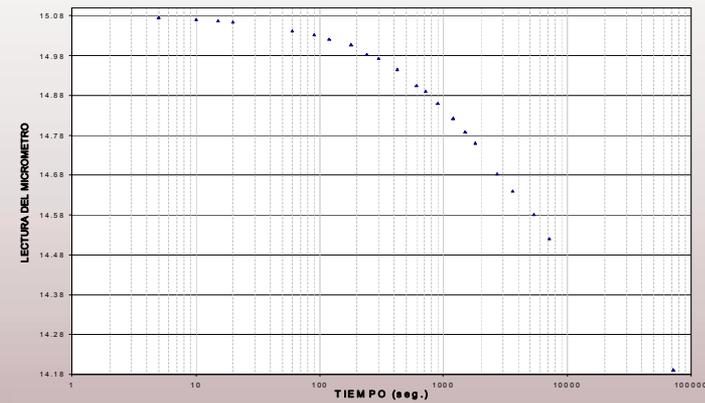
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



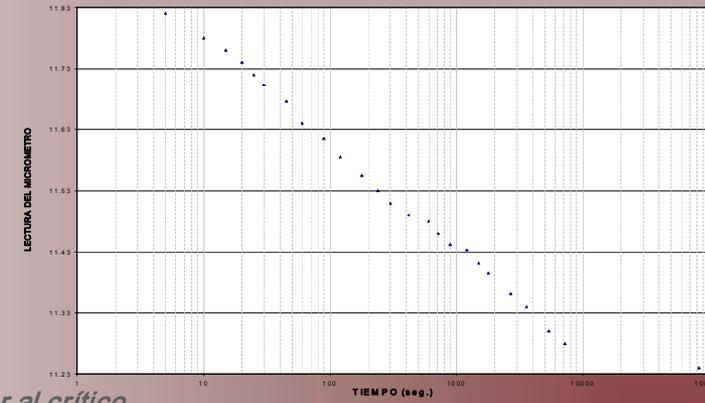
Curvas de consolidación Aragón.



a) Esfuerzo menor al crítico



c) Esfuerzo mayor al crítico

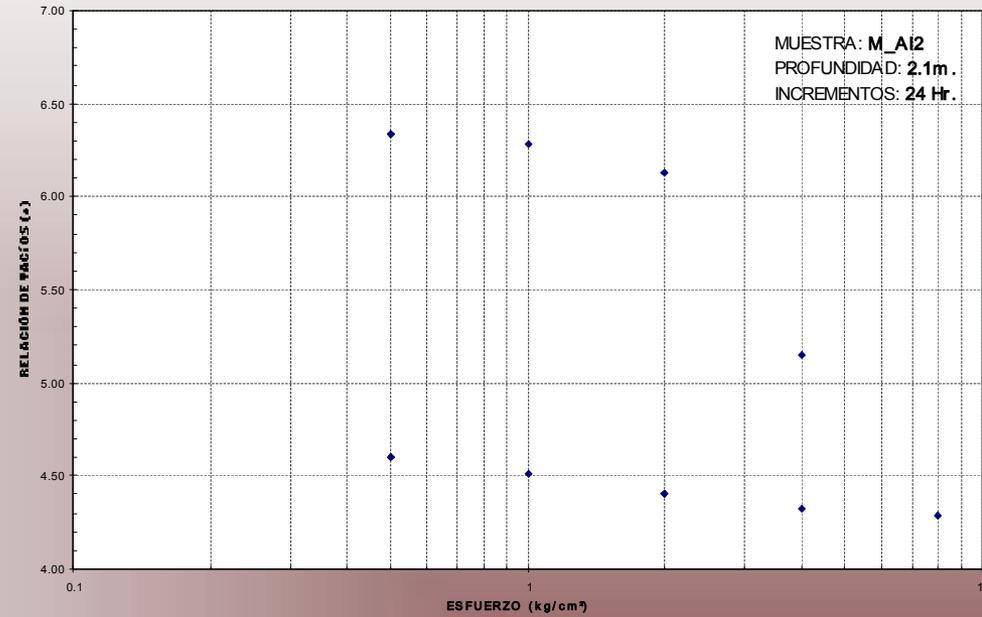
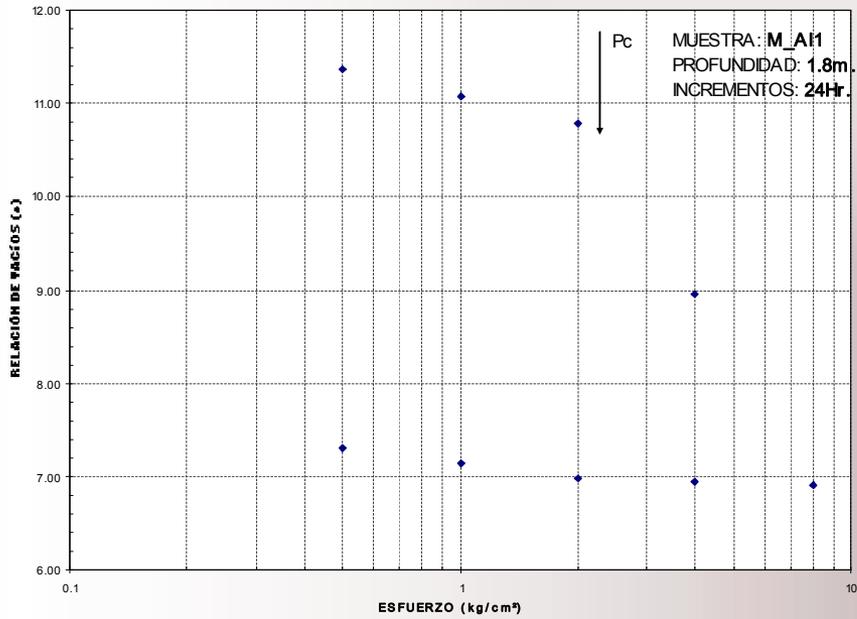


Material inalterado 24 hr

Material remoldeado 24 hr



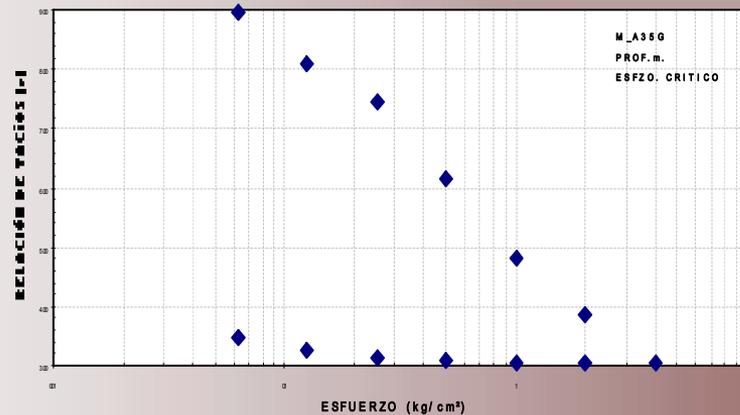
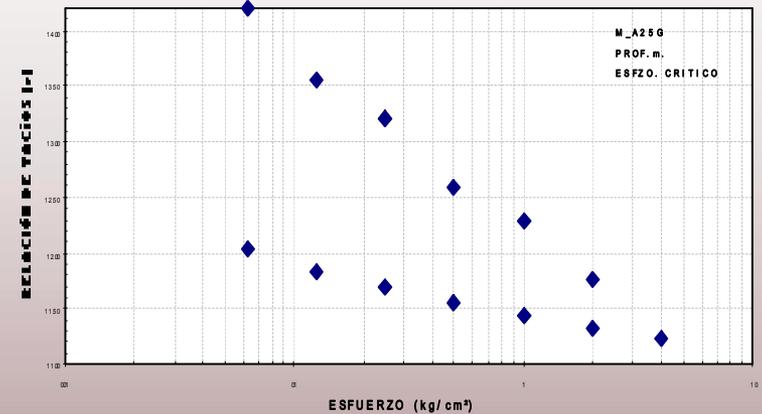
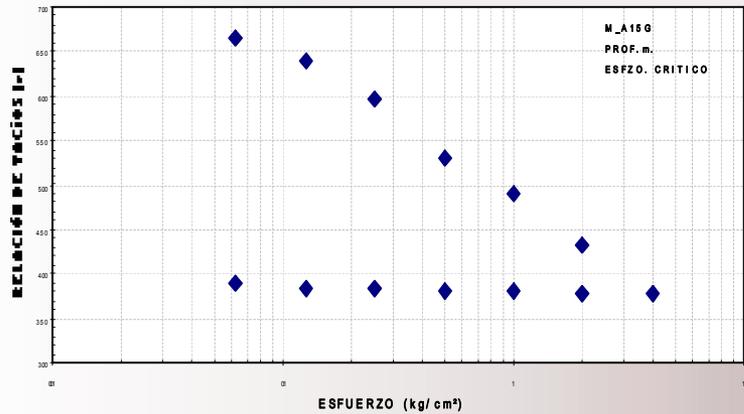
Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Curvas de compresibilidad en material inalterado de Aragón 24 hr



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



muestras remoldeadas a diferentes contenidos de agua (Aragón)



Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos, Ver.



Curvas de compresibilidad Aragón

