



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – Universidad de Buenos Aires

RIGIDEZ A BAJA DEFORMACIÓN EN EL PAMPEANO COMPACTADO

Tesis de Grado

Autor: Patricia Sagiés

LMS - FIUBA

Tutor: Alejo O. Sfriso

LMS – FIUBA.

Buenos Aires, Abril 2008



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – Universidad de Buenos Aires

RIGIDEZ A BAJA DEFORMACIÓN EN EL PAMPEANO COMPACTADO

Tesis de Grado

Firma del autor:

Autor: Patricia Sagiúés
LMS - FIUBA

Certificada por:

Tutor: Alejo O. Sfriso
LMS – FIUBA.

Aceptada por:

Buenos Aires, Abril 2008

Autor: Patricia Sagiés

LMS - FIUBA

pasagues@fi.uba.ar

NOTA DEL TUTOR

Patricia Sagiés es la primera alumna que termina su Tesis de Grado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos (LMS) del Laboratorio de Materiales y Estructuras, FIUBA.

Pertenece a un grupo de cuatro tesis que desarrollaron su trabajo experimental durante el 2007. Los otros tres son O. Ledesma, G. Quaglia y M. Quintela. Patricia fue también la primera del grupo en empezar, unos meses antes que el resto.

En un laboratorio activo y poblado, el trabajo experimental que Patricia desarrolló y que presenta en este documento sería un buen trabajo de tesis de grado. Es cuando se recuerda que el laboratorio estaba cerrado que el real alcance del esfuerzo de estos cuatro alumnos se comprende mejor: Patricia no hizo sólo unos ensayos triaxiales; con otros, hizo una cámara triaxial.

El LMS está en marcha y las Tesis de Grado son hoy una alternativa conveniente para que los alumnos terminen su carrera. El primer grupo terminó su programa y la primera tesis se publica hoy. Un segundo grupo comienza. Si esta rueda gira unos cuantos años – algo que no sabemos aún – en buena medida será gracias a este empujón inicial.

Alejo O. Sfriso

AGRADECIMIENTOS

Agradezco la oportunidad brindada de aprender y complementar mi formación.

Al Ingeniero Roberto Carretero por incentivar-me a realizar una tesis de grado.

Al Ingeniero Alejo Sfriso, tutor de tesis, por su motivación, apoyo y guía desde el primer día. Por su incansable dedicación y esfuerzo en la reactivación del laboratorio que permitió que este trabajo sea realizado.

Al Ingeniero Mauro Codevilla por conseguir el material de ensayo y por su guía en el laboratorio.

A mi familia por el incondicional apoyo durante la carrera y especialmente durante esta última etapa. Y a todas las personas que directa o indirectamente colaboraron en la realización de este trabajo.

ÍNDICE

SIMBOLOGÍA	5
I. INTRODUCCIÓN	6
II. PROPIEDADES DE LOS SUELOS COMPACTADOS	7
1 OBJETO DE LA COMPACTACIÓN DE SUELOS	7
2 ENSAYO DE PROCTOR	7
3 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN LAS PROPIEDADES FÍSICAS	7
3.1 <i>Peso unitario</i>	7
3.2 <i>Permeabilidad</i>	9
3.3 <i>Estabilidad volumétrica</i>	9
3.4 <i>Conductividad eléctrica</i>	9
4 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS	9
4.1 <i>Resistencia</i>	9
4.2 <i>Rigidez</i>	10
5 TÉCNICAS DE COMPACTACIÓN	10
5.1 <i>Rodillos lisos</i>	10
5.2 <i>Rodillos vibratorios</i>	11
5.3 <i>Pata de cabra</i>	11
5.4 <i>Apisonadores manuales</i>	11
6 CONTROL DE COMPACTACIÓN	12
6.1 <i>Grado de compactación</i>	12
6.2 <i>Ensayos de densidad in situ</i>	12
6.2.1 <i>Volumenómetro</i>	12
6.2.2 <i>Cono de arena</i>	12
6.2.3 <i>Otros</i>	12
6.3 <i>Mediciones indirectas</i>	12
6.3.1 <i>Resistividad</i>	12
6.3.2 <i>Nucleodensímetro</i>	13
6.3.3 <i>Carga dinámica</i>	13
7 RELACIONES HUMEDAD – PESO UNITARIO	13
7.1 <i>Estructura de los suelos compactados del lado seco del óptimo</i>	13
7.2 <i>Estructura de los suelos compactados del lado húmedo del óptimo</i>	13
7.3 <i>Compactación alcanzable</i>	13
III. FORMACIÓN PAMPEANO	15
1 LOESS PAMPEANO	15
2 ORIGEN	15
3 SECUENCIA DE DEPOSICIÓN	15
4 MINERALOGÍA	16
5 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL PAMPEANO INALTERADO	17
6 EL PAMPEANO COMPACTADO	18
IV. INSTRUMENTACIÓN DE LA CÁMARA TRIAXIAL	20
1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO EXISTENTE	20
2 PUESTA EN MARCHA DEL EQUIPO	20
2.1 <i>Cabezal superior</i>	20
2.2 <i>Reparación de la cámara triaxial</i>	20
3 DISEÑO DE SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS	21
3.1 <i>Fuentes de error típicas del ensayo triaxial</i>	21

	4
3.2 <i>Medición local de desplazamientos axiales</i>	21
3.3 <i>Medición local de desplazamientos transversales</i>	21
3.4 <i>Celda de carga</i>	22
3.5 <i>Sistema de adquisición de datos</i>	22
4 FABRICACIÓN DEL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS	22
4.1 <i>LDTs axiales</i>	22
4.2 <i>LDTs transversales</i>	23
4.3 <i>Celda de carga</i>	23
4.4 <i>Conexiones</i>	23
4.5 <i>Sistema de adquisición de datos</i>	24
5 CALIBRACIÓN	24
5.1 <i>Strain gauges</i>	24
5.2 <i>LDTs</i>	24
5.3 <i>Celda de carga</i>	25
5.4 <i>Ensayo de prueba</i>	25
6 CRÍTICA AL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS DESARROLLADO	26
V. PROGRAMA EXPERIMENTAL	28
1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	28
1.1 <i>Selección del material</i>	28
1.2 <i>Propiedades índice</i>	28
1.3 <i>Ensayo de permeabilidad</i>	29
2 ENSAYOS DE APTITUD	29
2.1 <i>Hinchamiento libre</i>	29
2.2 <i>Ensayos de compactación</i>	29
3 ENSAYOS TRIAXIALES	30
3.1 <i>Preparación de muestras</i>	30
3.2 <i>Instalación de los LDTs</i>	30
3.3 <i>Propiedades de las muestras ensayadas</i>	31
3.4 <i>Ejecución de los ensayos</i>	31
3.5 <i>Módulo de Poisson</i>	32
VI. RESULTADOS	33
1 MÓDULOS DE YOUNG INFORMADOS	33
1.1 <i>Definiciones</i>	33
1.2 <i>Técnica de medición</i>	33
2 MÓDULO DE YOUNG INICIAL	34
3 MÓDULO DE YOUNG DE DESCARGA / RECARGA	35
4 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE YOUNG CON LA PRESIÓN	36
5 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE YOUNG CON LA HUMEDAD DE COMPACTACIÓN	36
6 ECUACIÓN DE AJUSTE	37
7 CURVA DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE YOUNG SECANTE	37
8 COMPARACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG DE SUELOS COMPACTADOS Y DE SUELOS INALTERADOS	38
VII. CONCLUSIONES	39
REFERENCIAS	40
ANEXOS	41
INFORME DE AVANCE I	42
INFORME DE AVANCE II	47

SIMBOLOGÍA

c	Cohesión.	g_d	Peso unitario seco
c'	Cohesión efectiva.	$g_{d\max}$	Peso unitario seco máximo.
c_u	Cohesión no drenada.	$g_{d,teo}$	Peso unitario seco teórico.
$C_{\%}$	Grado de compactación.	g_h	Peso unitario húmedo.
CH	Arcilla de alta plasticidad.	g_s	Peso específico de la fase sólida.
CL	Arcilla de baja plasticidad.	$g_{sat,teo}$	Peso unitario saturado teórico.
E	Módulo de Young.	g_w	Peso específico del agua.
E_0	Módulo de Young inicial.	ΔE	Variación del módulo de Young.
Ec	Energía específica de compactación.	Δh	Altura hidráulica.
E_{ur}	Módulo de Young en la descarga.	ΔR	Variación de resistencia eléctrica.
E_t	Módulo de Young tangente.	e	Deformación unitaria.
e	Relación de vacíos.	e_1	Deformación unitaria axial
e_0	Relación de vacíos inicial.	e_3	Deformación unitaria radial.
h_c	Altura de muestras compactadas.	e_v	Deformación unitaria volumétrica.
i	Gradiente hidráulico	s	Tensión.
IP	Índice de Plasticidad	s_3	Presión de confinamiento.
K_0	Coefficiente de empuje en reposo.	s_3'	Presión de confinamiento efectiva.
LL	Límite Líquido.	s_d	Tensión desviadora.
LP	Límite Plástico.	s_{du}	Tensión última.
LDT	<i>Local Deformation Transducer.</i>	f	Ángulo de fricción interna.
LDT_t	<i>Local Deformation Transducer</i> transversal	f'	Ángulo de fricción interna efectivo.
MH	Limo de alta plasticidad	f_u	Ángulo de fricción interna no drenado.
ML	Limo de baja plasticidad.	w	Humedad.
N_{STP}	Número de golpes, ensayo STP.	w_c	Humedad de compactación.
p	Presión media.	w_i	Humedad luego del proceso de saturación
$PT\#200$	Pasa tamiz N°200.	w_{op}	Humedad óptima.
R_{SG}	Resistencia eléctrica inicial de SG.		
R_{SGi}	Resistencia eléctrica de SG.		
s	Esfuerzo cortante.		
SG	<i>Strain gauge.</i>		
S_r	Grado de saturación.		
u	Presión neutra.		
V_{in}	Caída de potencial saliente.		
V_{out}	Caída de potencial entrante.		

I. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de Buenos Aires se encuentra situada sobre suelos pertenecientes a la Formación Pampeano.

Esta capa, de aproximadamente 40m de espesor, está compuesta por estratos de limos y arcillas, que por sus características de deposición se denominan loess.

El suelo de Buenos Aires fue siempre apreciado por sus buenas condiciones para la construcción de cimentaciones; también constituye un excelente material de construcción para terraplenes (Núñez 1986b).

Para la construcción de terraplenes, rellenos artificiales para caminos y presas entre otros, el suelo se compacta, la compactación disminuye la compresibilidad, aumenta la resistencia y rigidez, mediante la disminución de los vacíos del suelo.

En la práctica actual la determinación de la rigidez (módulo de Young) para el Pampeano compactado se realiza mediante correlaciones empíricas.

El objetivo de este trabajo es relacionar el módulo de Young para baja deformación en muestras compactadas de Loess Pampeano con el peso unitario seco, la humedad de compactación y la presión de confinamiento.

Para llevar a cabo este objetivo se diseñó un programa experimental y se adecuó el equipo de ensayo.

Durante la ejecución del programa experimental se seleccionó el material y se realizaron ensayos triaxiales a muestras compactadas con humedades preestablecidas.

La adecuación e instrumentación del equipo de ensayo constituye un elemento principal de este trabajo.

Mediante la utilización de *Local Deformation Transducers* (LDT) se captó la deformación axial. Para estimar la deformación transversal se diseñaron instrumentos similares a los LDTs. Para la lectura del esfuerzo se optó por la colocación de una celda de carga.

Se diseñó también un sistema de adquisición de datos que permite digitalizar las lecturas obtenidas por los LDTs y la celda de carga.

Este trabajo está compuesto por tres partes fundamentales.

En la primera parte se desarrollan dos temas, Compactación y Formación Pampeano. Se desarrollan las principales características y alcances de cada tema.

La segunda parte está compuesta por la instrumentación y adecuación del equipo. Se detalla el diseño y fabricación de los elementos más importantes de los equipos de ensayo.

La tercera parte incluye todos los ensayos realizados. Partiendo de la clasificación del suelo hasta los ensayos triaxiales con el análisis de los resultados obtenidos.

El documento está formado por siete capítulos incluyendo la presente introducción.

En el capítulo II se desarrollan las propiedades de los suelos compactados. Comienza con el objeto de la compactación y el ensayo Proctor. Luego se detalla la influencia de la compactación en las propiedades físicas y mecánicas. Finalmente se describen las técnicas de compactación y los métodos de control.

En el capítulo III se realiza una descripción del suelo utilizado en el programa experimental, detallando el origen, la secuencia de deposición y la mineralogía. Se describen también la caracterización mecánica y las características del Pampeano compactado estudiadas hasta el momento.

En el capítulo IV se describe la instrumentación de la cámara triaxial, detallando el equipo existente, la fabricación de piezas y puesta en marcha del equipo. También se describe el diseño, fabricación y calibración del instrumental.

En el capítulo V se desarrolla el programa experimental. Primero se detalla la selección y caracterización del material, luego la realización de ensayos de aptitud. Por último se detalla la preparación de las muestras y la ejecución de los ensayos triaxiales.

En el capítulo VI se presentan los resultados de los ensayos triaxiales. Se determinan los módulos de Young inicial y de descarga para cada escalón de presión de confinamiento. Se presentan los valores de los módulos en función de la presión de confinamiento y de la humedad de compactación. También se realiza una comparación entre los módulos obtenidos en el presente trabajo y módulos de muestras inalteradas.

Por último, en el capítulo VII se presentan las conclusiones arribadas en el presente trabajo.

II. PROPIEDADES DE LOS SUELOS COMPACTADOS

1 OBJETO DE LA COMPACTACIÓN DE SUELOS

La compactación de suelos es un procedimiento por el cual se mejoran algunas propiedades mecánicas de los suelos.

Mediante la aplicación de energía mecánica se reducen los vacíos que se encuentran con aire en la masa de suelo para aumentar su peso unitario.

De esta forma se logra un aumento en la resistencia, en la rigidez, una mejora en la estabilidad volumétrica y una disminución de la permeabilidad del suelo.

El mejoramiento mediante compactación es utilizado en rellenos artificiales para la construcción de caminos, presas, terraplenes, entre otros. También puede ser requerido en caso de cimentaciones sobre terreno natural, por ejemplo en arenas sueltas.

2 ENSAYO DE PROCTOR

El ensayo Proctor Standard o A.A.S.H.T.O T99-61 (de la *American Association of State Highway and Transportation Officials, ASTM D-698-00AE01*) es un ensayo de compactación de laboratorio, en el que se aplica una energía de compactación dinámica similar a la que podía obtenerse con los equipos que había en el mercado en el año 1933, cuando el ensayo fue desarrollado.

Parte de la base que el peso unitario de un suelo compactado depende de la humedad, la energía de compactación y el tipo de suelo.

En un cilindro normalizado, de 1000ml de volumen, se aplica una energía específica de compactación constante a tres capas de suelo (pasante por el tamiz N°4) con un martillo normalizado de 25kN, una altura de caída de 30cm y 25 golpes por capa.

Una vez realizada la compactación se obtiene el peso unitario húmedo. Al medir la humedad del suelo se calcula el peso unitario seco con la expresión

$$g_d = \frac{g_h}{1+w} \quad (\text{II.1})$$

Con el avance de la técnica se desarrollaron mejores equipos de compactación. La reproducción de las condiciones del terreno en el laboratorio debió adaptarse, por lo que se creó el ensayo Proctor Modificado, que varía respecto del ensayo Standard cantidad de energía entregada. En el ensayo de Proctor modificado, se emplean 5 capas de suelo, un martillo de 45.4kN, una altura de caída de 45.7cm y 25 golpes por capa, utilizando el mismo molde que en el ensayo Proctor Standard.

Pueden hacerse ensayos con diferentes energías específicas mediante la combinación de diferente cantidad de capas, la cantidad de golpes por capa o el tamaño del martillo. La energía específica es

$$E_c = \frac{N \cdot n \cdot W \cdot h}{V} \quad (\text{II.2})$$

donde N es la cantidad de golpes, n de capas, W es el peso del martillo y h la altura de caída. En el caso que el suelo contenga partículas de mayor tamaño, es posible aumentar el volumen del cilindro

3 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN LAS PROPIEDADES FÍSICAS

3.1 Peso unitario

Si se aplica una dada energía de compactación y se varía el contenido de humedad de compactación se obtienen diferentes valores de peso unitario seco.

La variación del peso unitario en función de la humedad de compactación arroja una curva similar a una parábola, como se muestra en la figura II.1.

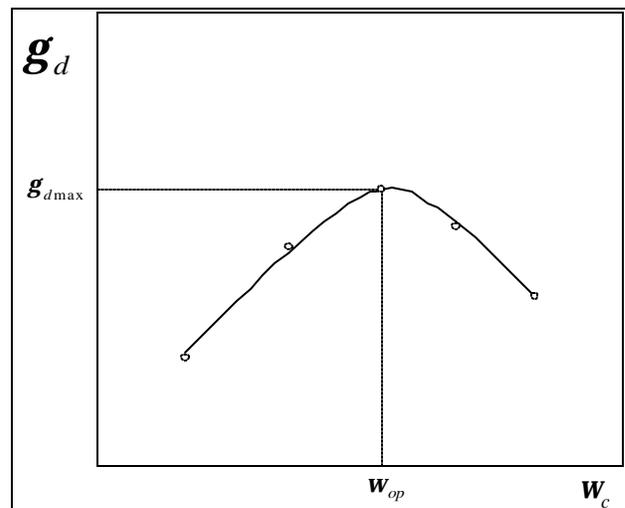


Figura II.1. Curva de compactación.

La forma de la curva esta relacionada con la forma en que se disponen las partículas durante la compactación.

Para bajas humedades de compactación las partículas tienen una alta fricción entre si. A medida que se agrega agua, las partículas se recubren con agua libre, generan presión neutra local y se desplazan relativamente para formar una estructura más compacta, con peso unitario seco mayor.

El peso unitario llega a un máximo a partir del cual disminuye con el aumento de la humedad.

El agua, comienza a ocupar el lugar de partículas sólidas y genera deformación a volumen constante.

El máximo peso unitario se obtiene con la denominada humedad óptima.

Al variar la energía de compactación se obtienen curvas de similares características.

Para una mayor energía, la curva se desplaza hacia arriba y hacia la izquierda, obteniéndose un mayor peso unitario y una menor humedad óptima. En la figura II.2 se muestra el resultado de un ensayo de compactación con dos energías diferentes

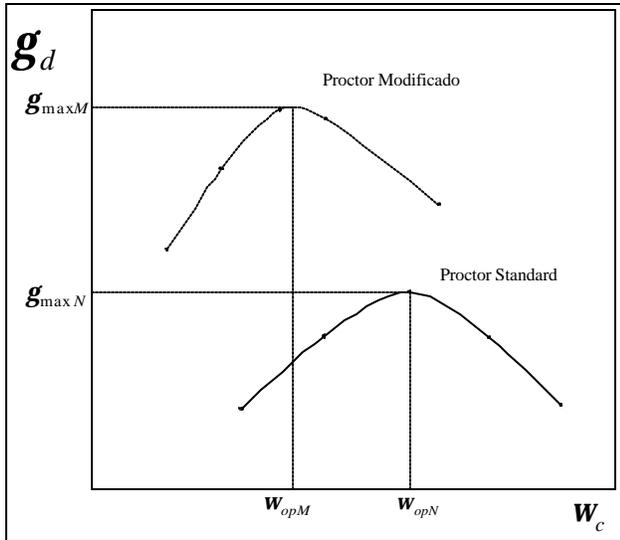


Figura II.2. Variación de γ_d con diferentes energías de compactación y humedades de ensayo.

La preparación de las muestras también tiene influencia en las curvas de peso unitario seco. En la figura II.3 se presentan cinco curvas correspondientes a cinco ensayos efectuados en un mismo suelo, en los cuales se modificaron las condiciones de preparación (Núñez y Vardé 1974).

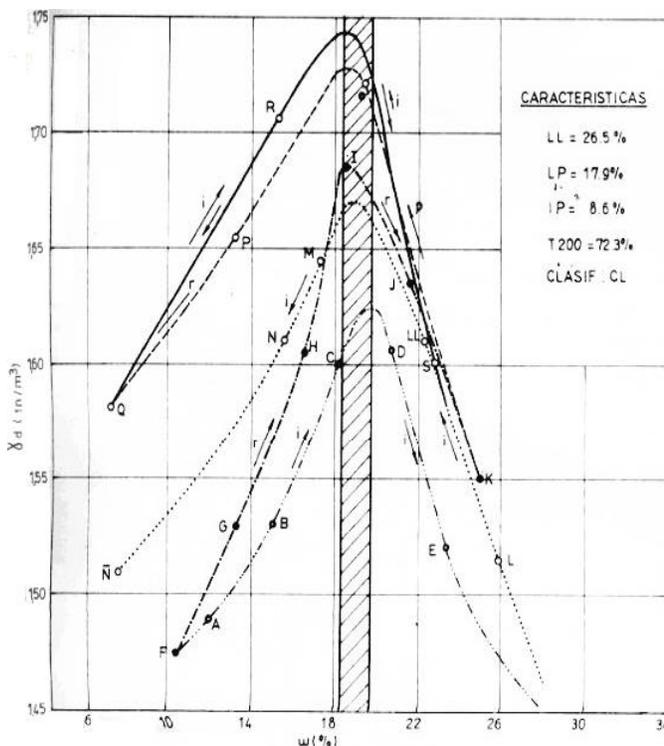


Figura II.3. Variación de γ_d y ω_{op} con el método de preparación de las muestras. Ver Tabla II.1 (Núñez y Vardé 1974).

Tabla II.1. Nomenclatura de la Figura II.3.

Curva	Preparación
ABCDE	$\omega_N=10\%$ P. Standard (1)
FGHIJK	$\omega_N=10\%$ recompactado al incorporar agua (2)
LLLMNÑ	$\omega_{inicial}=28\%$, secado al aire para cada punto (3)
KOPQ	suelo (2) secado al aire, recompactado con ω decreciente (4)
QRS	$\omega_{inicial}=28\%$, secado al aire hasta $\omega_{inicial2}=7.4\%$ (5)

Según estos ensayos, para un mismo suelo y una determinada energía de compactación el valor del peso unitario seco varía en un rango de 1.2 kN/m^3 .

Debe notarse que la humedad óptima no parece ser afectada por las diferencias en la preparación del ensayo y se encuentran dentro de un rango acotado.

El agregado de agua y posterior secado al aire produce las mayores variaciones. La recompactación de muestras también afecta el resultado de manera significativa.

La curva depende también del tipo de suelo. En el caso de suelos no cohesivos, se obtienen mayores densidades y menores humedades óptimas que en el caso de suelos cohesivos, para los cuales las curvas resultan a su vez más abiertas con mayores rangos de humedad. En la figura II.4 se muestra la diferencia entre las curvas Proctor Standard para ocho suelos diferentes. Se puede ver la gran diferencia entre una arcilla (7) y una arena bien graduada (1).

Los suelos no cohesivos poseen curvas más cerradas, por lo que son más propensos a que una diferencia en la humedad de compactación resulte en una diferencia significativa en el peso unitario obtenido.



Figura II.4. Compactación de suelos cohesivos y no cohesivos (Rico y Del Castillo 1974)

Existen relaciones aproximadas para obtener a priori la humedad óptima y el peso unitario seco máximo, se presentan en la Tabla II.2

Tabla II.2. Relaciones aproximadas. (Núñez y Vard 1974)

Proctor Standard (γ_{dmax}) _N
$\omega_{op} = LP - 5$ (Para $\omega_{op}=10$)
$\omega_{op} = LP - 2$ (Para $\omega_{op}=30$)
$\omega_{op} = 6.77 + 0.43.LL - 0.21.IP$
$(\gamma_{dmax})_N = 2.09 - 0.0013.LL - 0.005.IP$
Proctor Modificado (γ_{dmax}) _M
$\omega_{op} = LP - 7$
$\omega_{op} = LP - 2$ (Para $\omega_{op}=10$)
$\omega_{op} = LP - 5$ (Para $\omega_{op}=30$)
$\omega_{op} = 6.77 + 0.43.LL - 0.21.IP$
$(\gamma_{dmax})_M = (\gamma_{dmax})_N + 0.11$. (Para $\gamma_{dmax}=2.05 \text{tn/m}^3$)
$(\gamma_{dmax})_M = (\gamma_{dmax})_N + 0.13$. (Para $\gamma_{dmax}=1.45 \text{tn/m}^3$)

LL= Limite Liquido, LP= Limite Plástico, IP= Índice de plasticidad.

3.2 Permeabilidad

La permeabilidad de un suelo compactado varía con la relación de vacíos, el grado de saturación y su estructura. Se puede correlacionar también con la humedad de compactación.

Las permeabilidades más altas se obtienen cuando se compacta con humedades por debajo de la óptima. Al incrementar el contenido de agua la permeabilidad disminuye.

En la figura II.5 se puede observar que existe una diferencia de un orden de magnitud entre el coeficiente de permeabilidad compactando con humedades mayores y menores que la óptima. Para muestras compactadas del lado seco del óptimo $k = 3.5 \cdot 10^{-6}$ cm/s y del lado húmedo $k = 1.5 \cdot 10^{-7}$ cm/s.

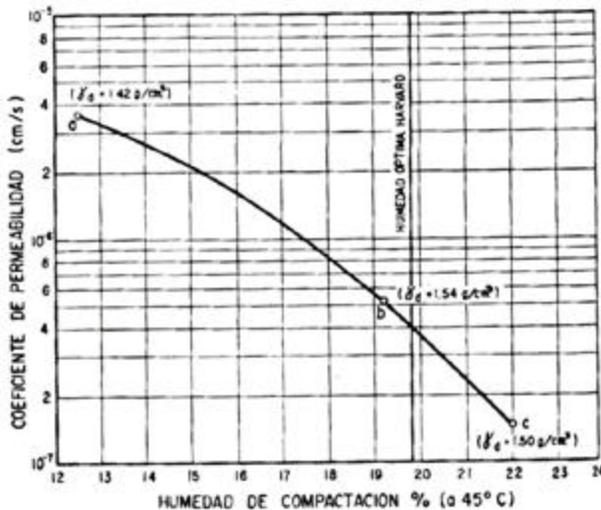


Figura II.5. Variación del coeficiente de permeabilidad en función de la humedad de compactación en un limo yesífero saturado con contrapresión de 6kg/cm^2 (Rico y Del Castillo 1974).

3.3 Estabilidad volumétrica

Los suelos arcillosos son propensos a sufrir cambios volumétricos. Al compactarlos con humedades inferiores a la óptima exhiben una mayor tendencia al hinchamiento dado por la mayor succión y tendencia a absorber agua.

Lo contrario ocurre al compactar con humedades superiores a la óptima, el suelo tiende a sufrir contracción cuando se lo expone a pérdida de humedad.

La expansión también está relacionada con el método de compactación. Los suelos compactados con métodos estáticos tienen en general mayores expansiones que cuando son compactados con rodillos. A su vez la expansión crece casi linealmente con el aumento de la energía de compactación (Rico Y Del Castillo 1974).

3.4 Conductividad eléctrica

La conductividad eléctrica depende fundamentalmente de la concentración de sales, del volumen de vacíos y del grado de saturación y en menor grado del tamaño de las partículas y temperatura.

Se puede relacionar con el peso unitario seco manteniendo la humedad constante. Esta característica puede ser utilizada para el control de compactación en terraplenes donde la humedad es uniforme.

En la figura II.6 se muestra la variación de la resistividad para diferentes pesos unitarios en función del contenido volumétrico de agua.

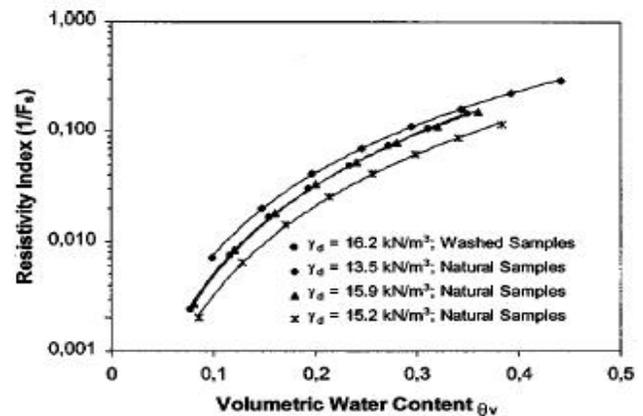


Figura II.6. Variación del índice de resistividad eléctrica en función del contenido volumétrico de agua para un loess (Rinaldi y Cuestas 2002).

4 INFLUENCIA DE LA COMPACTACIÓN EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

4.1 Resistencia

Los suelos compactados son suelos remoldeados que han perdido su estructura original y su cementación, al menos a escala macro. La compactación, como proceso mecánico, reduce los vacíos de ese suelo remoldeado pero no restituye la estructura ni la cementación perdida.

Para suelos remoldeados, una menor relación de vacíos está siempre asociada a un mayor ángulo de fricción interna, una mayor dilatancia y, por lo tanto, una mayor resistencia al corte, tanto drenada como no drenada.

La evidencia experimental es que la envolvente de resistencia intrínseca de los suelos compactados es curva. Como el material está remoldeado, la cohesión efectiva es siempre cero y por lo tanto el ángulo de fricción interna depende de la presión de ensayo, o sea

$$s = S \tan [f [p]] \quad (\text{II.3})$$

En la práctica, la envolvente de resistencia intrínseca se reemplaza por la recta correspondiente al criterio de rotura de Mohr – Coulomb

$$s = c + S \tan [f] \quad (\text{II.4})$$

por lo que aparece un término de cohesión. Debe notarse que esta cohesión no es una propiedad física del material sino un parámetro de la ecuación II.4.

En la figura II.7 se muestra la dependencia de la cohesión y del ángulo de fricción interna en función del grado de compactación para un loess y loess modificado, Mat. 1 y 2 respectivamente (Núñez 1986b).

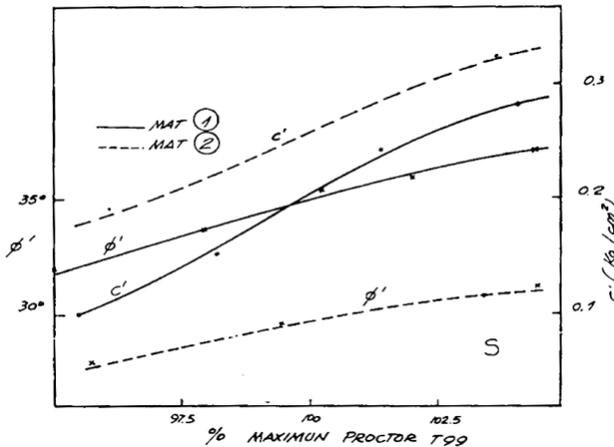


Figura II.7. Variación de C' y ϕ' en función del grado de compactación. (Núñez 1986b)

En términos de tensiones totales, el grado de saturación de una muestra compactada ensayada con la humedad de compactación influye en su resistencia.

En el caso de ensayos triaxiales no drenados con muestras ensayadas con su humedad de compactación, al aumentar la humedad de compactación disminuye la resistencia. Si las muestras se saturan, su resistencia depende únicamente del peso unitario, pero la forma de la curva depende de la humedad de compactación. A mayores humedades la rigidez disminuye como se puede ver en la figura II.8.

La diferencia en la resistencia es causada por el ordenamiento de la estructura al compactar con humedades mayores que la óptima que genera mayores presiones neutras.

Cuando se ejecutan ensayos drenados de muestras compactadas al mismo peso unitario con diferentes humedades y energías de compactación, la resistencia aumenta con el aumento de la humedad de compactación.

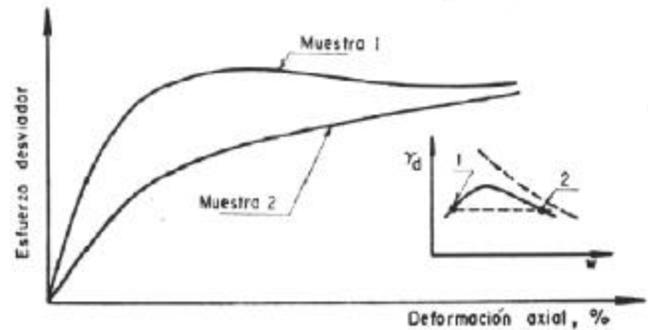


Figura II.8. Relación tensión – deformación para muestras saturadas. Ensayo no drenado (Rico y Del Castillo 1974).

4.2 Rigidez

La rigidez de un conjunto de partículas no cementadas es función de la presión media y de la relación de vacíos o sea

$$s = E [p, e] e \quad (\text{II.5})$$

En el caso de los suelos reales compactados, intervienen otros factores, como la estructura de partículas, la cementación de pequeños fragmentos, la plasticidad, etcétera.

En términos generales, la rigidez crece con la presión media y con el peso unitario seco. La humedad de compactación, el grado de saturación y las condiciones de compactación tienen efectos significativos sobre la rigidez.

En esta tesis se estudia la relación entre la rigidez a baja deformación y el peso unitario seco de un suelo compactado, por lo que el tema será tratado en detalle más adelante en este documento.

5 TÉCNICAS DE COMPACTACIÓN

La eficiencia del método de compactación depende en todos los casos del tipo de suelo, en tanto se trate de suelos no cohesivos o cohesivos.

El peso unitario obtenido depende de los métodos de compactación conforme las siguientes variables: energía específica entregada por el equipo utilizado en la compactación, tipo de suelo, espesor de la capa y humedad de compactación.

Para mensurar dichas variables, resulta adecuado realizar ensayos de laboratorio.

5.1 Rodillos lisos

En el caso de los suelos no cohesivos la compactación con rodillos lisos o neumáticos resulta ser efectiva.

La compactación se realiza desde las capas superiores hacia las inferiores en cada pasada del equipo, por lo que el peso unitario varía con la profundidad. La energía de compactación se materializa con pasadas de rodillo.

5.2 Rodillos vibratorios

Combinan la vibración con la presión del rodillo. En este caso la energía de compactación depende de la velocidad de avance. Es utilizado con mejores resultados en suelos granulares con algún contenido de finos. La vibración permite llegar a capas más profundas que la sola aplicación de una carga estática.

En la figura II.9 se puede observar la diferencia del peso unitario en el caso de un suelo compuesto por grava, arena y arcilla compactado con o sin vibración es de aproximadamente 1 kN/m^3 . En la figura II.10 se muestra un rodillo vibratorio.



Figura II.9. Peso unitario seco luego de la compactación con y sin vibración (Rico y Del Castillo 1974).



Figura II.10. Rodillo vibratorio.

5.3 Pata de cabra

En algunos suelos cohesivos los métodos anteriores pueden resultar ineficientes, por lo que se utilizan los rodillos con la denominada pata de cabra. De esta forma se destruyen los terrones que suelen formarse en suelos arcillosos.

La compactación se inicia desde las capas inferiores a las superiores como consecuencia de la penetración de la pata de cabra. En la figura II.11 se muestra un rodillo con pata de cabra.



Figura II.11. Rodillo con pata de cabra.

5.4 Apisonadores manuales

Se emplean en espacios reducidos y en sectores de difícil acceso. En la figura II.12 se muestra un apisonador manual.



Figura II.12. Apisonador manual.

6 CONTROL DE COMPACTACIÓN

Con la finalidad de determinar el grado de compactación y las condiciones necesarias para conseguirlo, fueron desarrollados distintos tipos de ensayos. Existen ensayos que miden la densidad in situ del suelo compactado y otros que miden alguna propiedad que depende de esta densidad, o sea, son ensayos indirectos de compactación.

6.1 Grado de compactación

El grado de compactación se define como el cociente entre el peso unitario obtenido en el terreno y el peso unitario seco del ensayo de compactación elegido como referencia.

$$C_{\%} = \frac{g_d}{g_{dmax}} \quad (II.6)$$

6.2 Ensayos de densidad in situ

6.2.1 Volumenómetro

El ensayo del volumenómetro permite obtener el volumen de suelo de una excavación de diámetro y profundidad reducidos. Por separado se pesa el suelo extraído y se calcula su humedad, con lo que se obtienen los datos necesarios para calcular el peso unitario seco.

El equipo posee una membrana expansible que se introduce en la excavación y se llena con agua hasta completar el espacio dejado por el suelo extraído. En la figura II.13 se muestra un volumenómetro.



Figura II.13. Volumenómetro.

6.2.2 Cono de arena

Este ensayo se diferencia del volumenómetro en que la excavación se rellena con arena previamente calibrada y graduada. Conociendo el peso de la arena utilizada se determina el volumen de la excavación. El método permite excavaciones de mayor tamaño

que el volumenómetro y superficies de la excavación más rugosas. En la figura II.14 se muestra un dispositivo de cono de arena.

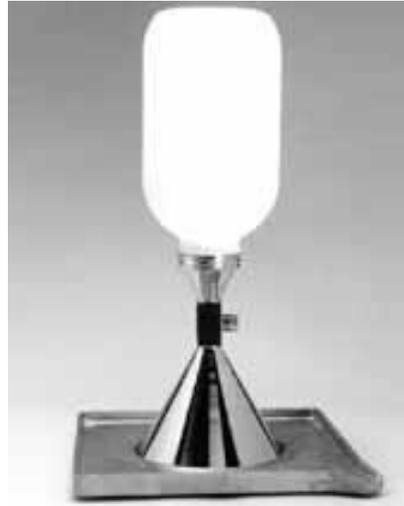


Figura II.14. Cono de arena.

6.2.3 Otros

Cuando los suelos a ensayar contienen partículas grandes, el método del volumenómetro y del cono de arena es inefectivo porque el volumen que ensaya no es representativo. En este caso se utilizan excavaciones de mayor tamaño que se llenan con arena, agua o materiales granulares sintéticos. En la figura II.15 se muestra uno de estos ensayos.



Figura II.15. Medición de densidad in situ en suelos con partículas grandes.

6.3 Mediciones indirectas

6.3.1 Resistividad

Mediante la utilización de electrodos colocados en la rueda de un vehículo es posible medir la resistividad eléctrica del suelo y relacionarla con el volumen de vacíos.

Este método permite realizar muchas mediciones en poco tiempo obteniendo lecturas en áreas y detectar zonas de inhomogeneidades en el terraplén. Variando la distancia de los electrodos es posible medir a grandes profundidades. En la figura II.16 se muestra el equipo de ensayo (Nobumasa et al 2003).



Figura. II.16. Equipo de control mediante electrodos (Nobumasa et al 2003).

6.3.2 Nucleodensímetro

Mediante la medición de la absorción de isótopos radiactivos se puede estimar el peso unitario y la humedad del terreno, previa calibración en un terraplén del mismo suelo con peso unitario conocido. Este método es rápido y eficiente, pero es costoso porque involucra materiales potencialmente peligrosos y contaminantes que requieren permisos especiales de manipulación. En la figura II.17 se muestra un nucleodensímetro.



Figura II.17. Nucleodensímetro.

6.3.3 Carga dinámica

Aplicando una carga sinusoidal a la superficie de la capa compactada y midiendo su respuesta dinámica se puede obtener el módulo de elasticidad, que se correlaciona con el grado de compactación previa calibración en un terraplén del mismo suelo con peso unitario conocido. Es un método sencillo, rápido y no requiere especialización. En la figura II.18 se muestra un equipo de control de compactación mediante carga dinámica.



Figura II.18. Equipo de control mediante carga dinámica.

7 RELACIONES HUMEDAD – PESO UNITARIO

Los suelos cohesivos presentan características diferentes si fueron compactados con humedades mayores o menores que la óptima. Se observan diferencias de permeabilidad, orientación de las partículas, compresibilidad y variaciones volumétricas.

7.1 Estructura de los suelos compactados del lado seco del óptimo

La rigidez de un suelo compactado con una humedad menor que la óptima es mayor que la que muestra el mismo suelo a la misma densidad, compactado con una humedad mayor que la óptima.

Para bajas humedades, la concentración de carga en las caras de las partículas generan repulsión y tendencia al hinchamiento. A su vez la succión es alta, lo que favorece el desarrollo de una estructura desorientada.

7.2 Estructura de los suelos compactados del lado húmedo del óptimo

Si se compacta con una humedad superior a la óptima, la forma de compactación tiene influencia en la estructura, compresibilidad y resistencia del suelo.

La compactación con humedades mayores que la óptima permite obtener un material de comportamiento más dúctil que permite una mayor capacidad de adaptación a los asentamientos.

La estructura en este caso resulta más orientada. Se presume que las partículas comienzan a orientarse a medida que se aumenta la humedad porque las fuerzas de repulsión y capilares disminuyen con un mayor contenido de humedad.

Aumentando la energía de compactación a humedad constante, también se produce el mismo efecto.

En la Figura II.19 se esquematiza la estructura de un suelo cohesivo compactado del lado seco y húmedo.

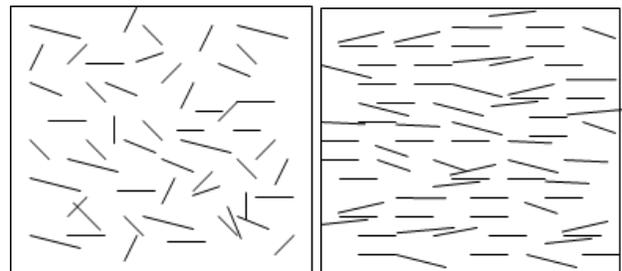


Figura II.19. Estructura dispersa que se obtiene cuando se compacta del lado seco del óptimo y orientada del lado húmedo del óptimo.

7.3 Compactación alcanzable

El peso unitario seco de un suelo con un determinado contenido de humedad aumenta con la energía de

compactación hasta un valor máximo que es el que corresponde a la expulsión total del aire contenido en la mezcla suelo – agua – aire.

El peso unitario saturado teórico es el que se alcanzaría si se expulsara todo el aire del material

$$g_{satteo} = \frac{g_s (1 + w)}{1 + w \cdot g_s / g_w} \quad (II.7)$$

mientras que el peso unitario seco teórico corresponde al mismo material seco a peso constante

$$g_{dteo} = \frac{g_s}{1 + w \cdot g_s / g_w} \quad (II.8)$$

En la figura II.20 se observa que la curva de γ_{dteo} es la asíntota superior a γ_d .

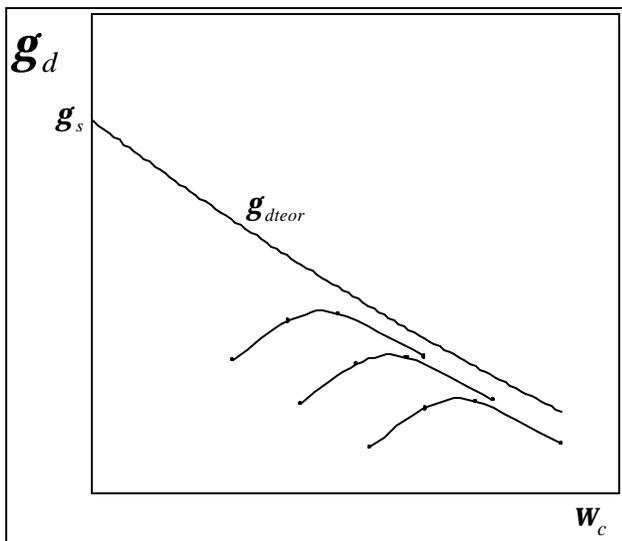


Figura II.20. Curvas γ_d , y $\gamma_{d,teo}$ vs. humedad de compactación.

III. FORMACIÓN PAMPEANO

1 LOESS PAMPEANO

La Formación Pampeano es un conjunto de capas sedimentarias de loess depositadas durante el Pleistoceno (Fidalgo et al 1975). Un loess es un sedimento eólico uniforme y cohesivo, con una cohesión otorgada por la presencia de un cementante de origen calcáreo o arcilloso (Terzaghi y Peck 1973).

El Loess Pampeano es un loess modificado, redepositado bajo agua, y cementado con carbonatos de calcio y óxidos de magnesio.

2 ORIGEN

En el Pampeano predominan partículas de origen volcánico, principalmente andesitas y basaltos, provenientes de la zona central de la Cordillera de los Andes y de la Patagonia. (Fidalgo et al 1975). En su composición se puede encontrar también en forma heterogénea partículas provenientes de lluvias de ceniza volcánica.

Acciones erosivas de glaciaciones y lluvias trasladaron las partículas al norte de la Patagonia, donde se depositaron en forma de loess. Posteriormente, la erosión eólica retransportó el material que se redepositó en la zona central del país (Rocca et al 2006).

Existen muchas explicaciones geológicas que describen la forma de deposición final. Una de las más aceptadas propone que se formó a partir de procesos de subsidencia. La subsidencia es el hundimiento progresivo de una fosa, donde simultáneamente se deposita un material. En el caso de la Formación Pampeano, la deposición del material se realizó en forma eólica, fluvial y lacustre.

Este proceso fue interrumpido periódica y temporalmente por levantamientos que generaron una erosión y redeposición (Bolognesi y Moretto 1957).

Como consecuencia de estos movimientos, la formación tiene gran espesor y heterogeneidad. Contiene desde loess depositados eólicamente hasta arcillas activas, en estados medianamente compactos a muy duros, en los que el comportamiento se asemeja al de una roca muy blanda (Núñez 1986a).

3 SECUENCIA DE DEPOSICIÓN

Bolognesi propone que el tercio inferior de la formación se depositó fluvialmente sobre el Plioceno y sufrió los efectos de las últimas glaciaciones, con el consecuente descenso del nivel del mar que provocó consolidación en los estratos inferiores (Bolognesi 1975).

La desecación parcial del suelo expuesto generó succión y el consiguiente aumento de las presiones efectivas.

Posteriormente, durante los periodos de interglaciaciones, se produjo el ascenso del nivel del mar y consecuentemente del nivel freático, lo que redundó en sobreconsolidación del tercio inferior de la Formación.

Los dos tercios superiores se depositaron eólicamente en aguas tranquilas y fueron preconsolidados por la succión que se produjo como consecuencia de periodos de fuertes sequías.

En esta zona se encuentran limos arcillosos compactos a duros y en la inferior se encuentran arcillas de baja o alta plasticidad. En la figura III.1 se muestran esquemáticamente los diferentes estratos que componen la Formación (González Bonorino 1965).

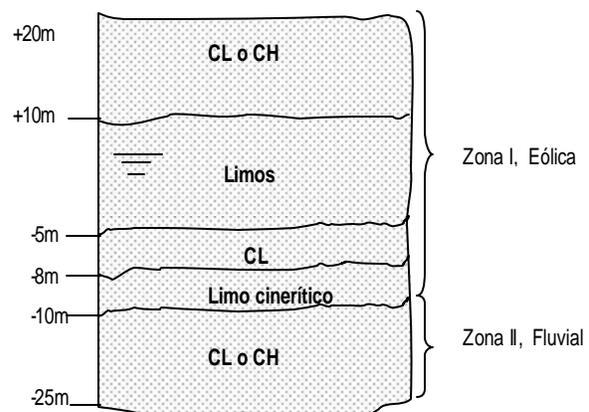


Figura III.1 – Estratos de la Formación Pampeano.

En la figura III.2 se muestra un esquema conceptual de la distribución de presiones efectivas producidas por una succión $\sigma_{z, \max}$ y una presión de tapada σ_z .

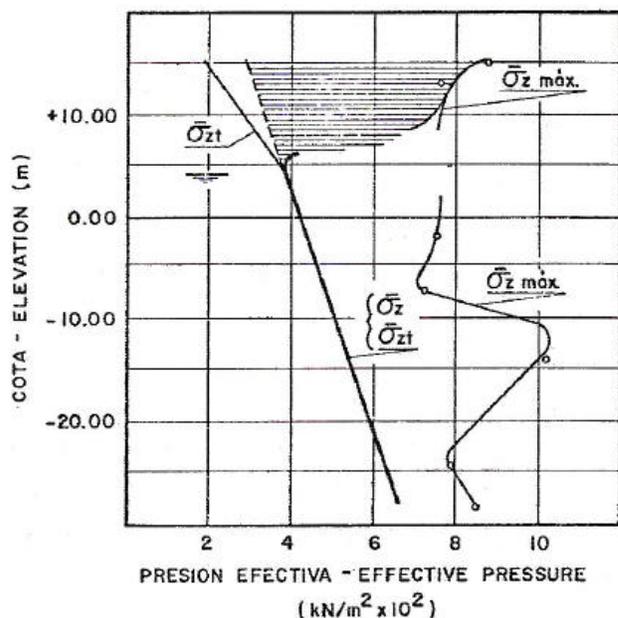


Figura III.2. Variación de las presiones efectivas producidas por la succión (Bolognesi 1975).

La evaporación intensa produjo incremento de concentración de sales en el agua poral y precipitación. Se depositaron carbonato de calcio en forma de nódulos y óxidos de calcio como impregnación, y se generaron zonas cementadas de forma irregular (Núñez 1986a). Donde la calcificación fue intensa se formaron bancos de tosca. La tosca es una aglomeración cementada muy resistente que aparece como discordante con el resto del suelo que la rodea.

Durante los períodos de sequía se produjeron fisuras verticales en la masa de suelo. En algunas de ellas se precipitaron carbonatos de calcio y magnesio. Cuando los períodos de sequía finalizaron, el suelo recuperó humedad. La restricción lateral a la expansión asociada a los cambios de humedad generó un aumento las presiones de confinamiento y del coeficiente de empuje en reposo.

La heterogeneidad dada por la cementación localizada y la errática fisuración produjo una conductividad hidráulica variable. Particularmente, la aparición de fisuras produce un aumento en la permeabilidad vertical, siendo esta un orden de magnitud mayor que la permeabilidad horizontal.

El loess cambió sus características físicas con la redeposición. Aumentó su límite líquido e índice de plasticidad, aunque el tamaño de las partículas se mantuvo invariable. En la figura III.3 se muestra la clasificación del loess y del loess modificado.

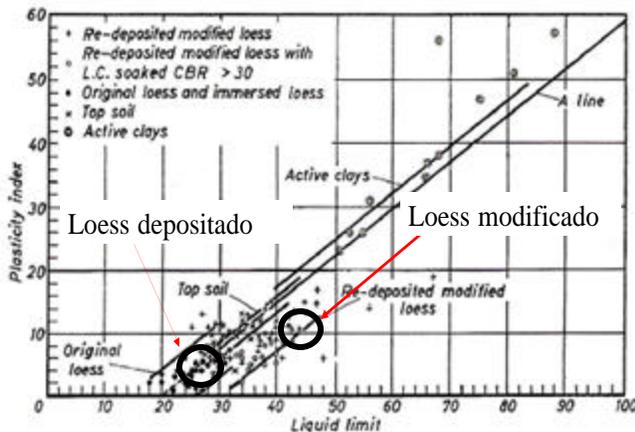


Figura III.3. Carta de plasticidad con variación de las propiedades índices del loess y loess modificado (Bolognesi 1957).

4 MINERALOGÍA

El loess pampeano tiene una abundante proporción de plagioclasas, cuarzo y vidrio volcánico sobre una matriz de caolinita con algo de illita.

Tabla III.1. Suelos de la Zona I, eólica.

Sup. a +10m	Arcillas de alta o baja plasticidad (CL o CH)
+10 a -5m	Limos de baja plasticidad (ML) cementados con calcáreos con estructura poros a abierta
-5 a -8m	Arcillas de baja plasticidad (CL)
-8 a -10m	Limo cinerítico
10 a -25m	Arcillas de alta o baja plasticidad (CL o CH)

La zona I o eólica se caracteriza por tener un contenido abundante de illita y plagioclasa (feldespatos) y una porción significativa de vidrio volcánico.

En la tabla III.1 se presentan los diferentes suelos que componen esta zona. En la figura III.4 se muestran las propiedades índice de la zona eólica.

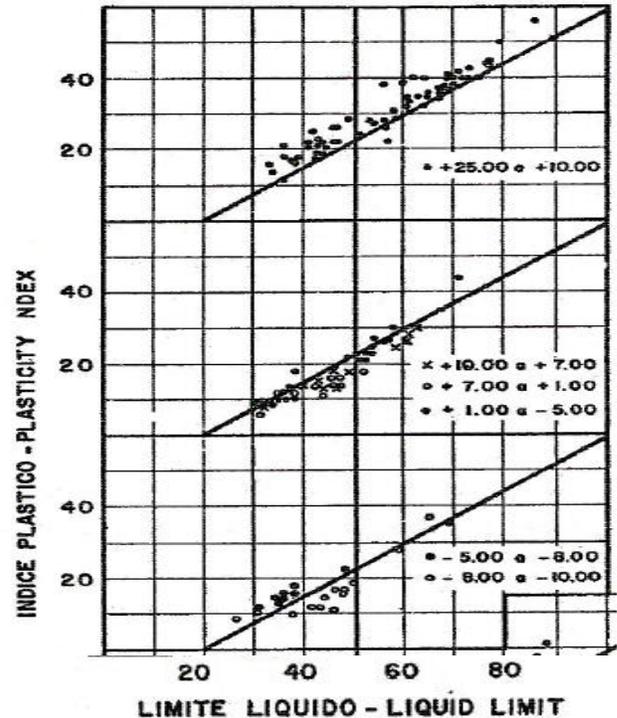


Figura III.4. Diagrama de Casagrande para los suelos pertenecientes a la Zona I (Bolognesi 1975).

La zona II o fluvial se extiende entre los -10 y -25 msnm. Esta formada por arcillas de baja o alta plasticidad constituidas por montmorillonita, caolinita (silicato de aluminio) y cuarzo en proporción abundante, y con un contenido prácticamente escaso de vidrio volcánico. En la Figura III.5 se muestran las propiedades índice de la zona II, fluvial.

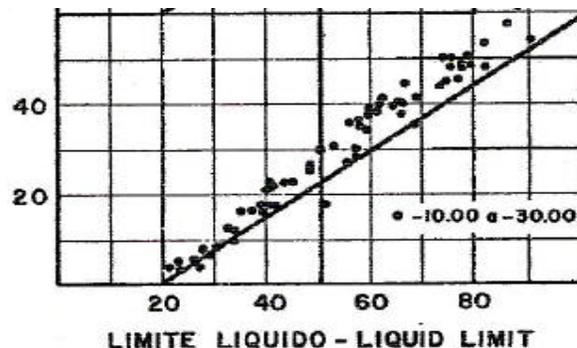


Figura III.5. Diagrama de Casagrande para los suelos pertenecientes a la Zona II (Bolognesi 1975).

Las propiedades índice de ambas zonas varían con la profundidad. En la Tabla III.2 se presentan límites líquidos, plásticos, índices de plasticidad, volumen de vacíos, humedades natural y pesos unitarios para muestras extraídas de las diferentes zonas.

Tabla III.2. Propiedades físicas de muestras típicas de suelos las zonas eólica y fluvial (Bolognesi 1975)

Zona	Prof m	Cota m	e_0 -	ω %	LL	LP	IP	γ_s kN/m ³	γ kN/m ³
Ia	10.16	15.00	0.848	32.0	67.0	30.0	37.0	25.98	18.53
Ia	12.16	13.00	0.888	33.5	67.0	31.5	35.5	25.98	18.33
Ib	20.00	5.16	0.826	31.4	41.3	27.8	13.5	25.78	18.53
Ib	27.20	-2.04	0.848	32.0	51.0	30.0	21.0	25.98	18.53
Ic	32.70	-7.54	1.180	44.5	69.0	33.5	35.5	25.98	17.25
II	39.05	-13.89	0.860	32.5	88.0	27.0	61.0	26.47	18.63
II	49.70	-24.54	0.888	33.5	48.5	22.0	26.5	25.98	18.33
II	53.75	-28.59	1.000	37.0	64.5	24.5	40.0	26.47	18.09

5 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL PAMPEANO INALTERADO

Los suelos de la Formación Pampeano se caracterizan por tener un comportamiento muy friccional y una resistencia importante a corto y mediano plazo.

La resistencia al corte varía con el contenido de carbonato de calcio (Bolognesi y Moretto 1957, Núñez 1986a, Núñez y Micucci 1986). En zonas donde la cementación es importante, para una presión de confinamiento de 100kPa la resistencia varia entre 1000 y 2000 kPa. Donde la cementación no es tan importante puede estar entre 500 y 1000kPa y en aquellas donde directamente no hay cementación la resistencia puede bajar hasta 200 kPa. (Núñez 1986a, Núñez y Micucci 1986).

A causa de la erraticidad de la cementación no es extraño obtener valores de c_u entre 50 y 200 kPa, y ϕ_u entre 10° y 25° (Núñez 1986a, Núñez y Micucci 1986). En la Tabla III.3 se muestran parámetros representativos del Pampeano para las diferentes zonas (Sfriso 2007).

Tabla III.3. Parámetros mecánicos del Pampeano (Sfriso 2007)

unidad		Relleno		Superior		Medio		Inferior	
		min	max	min	max	min	max	min	max
c_u	kPa	20	50	50	100	110	220	40	80
ϕ_u	°	8	15	10	20	5	20	0	5
c'	kPa	0	5	10	25	25	50	15	30
ϕ'	°	28	30	28	31	30	34	28	31
ψ	°	0	0	0	3	0	6	0	3
$E_{50\text{ref}}$	MPa	10	20	60	100	75	150	60	100
$E_{ur\text{ref}}$	MPa	25	50	150	250	180	300	140	200
m	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ν	-	0.20	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35
R_f	-	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90

Relleno Arcillas medianamente compactas
 Superior Limos y arcillas de baja plasticidad cementados
 Medio Arcillas y limos de mediana plasticidad duros y fisurados
 Inferior Arcillas pobremente cementadas

En la figura III.6 se presenta la variación del módulo de Young medido en ensayos triaxiales efectuados sobre muestras inalteradas y compactadas, en función de la presión de confinamiento (Sfriso et al 2008).

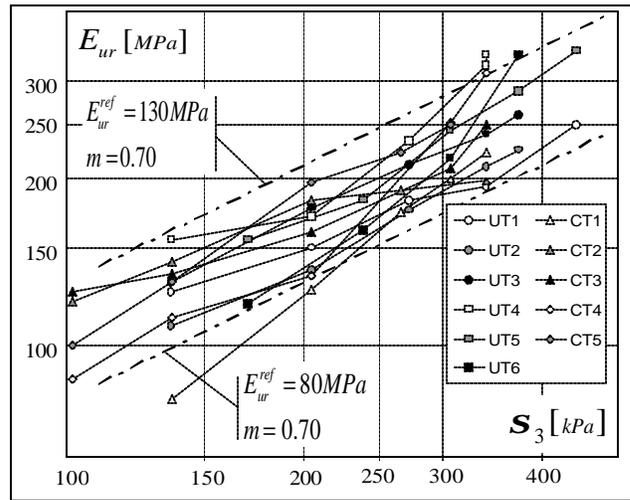


Figura III.6. Módulo de Young de baja deformación E_{ur} en función de la presión de confinamiento (Sfriso et al 2008).

El coeficiente de empuje en reposo fue estimado en los rangos $K_0 = 0.55-0.70$ en los primeros ocho metros de la Formación y $K_0 = 0.65-0.80$ para mayores profundidades. (Núñez 1986a).

Las características mecánicas se estiman a partir de ensayos in situ, entre los que se destacan el ensayo SPT, ensayos de carga en placa y presiómetros Menard (Sfriso 2006).

A partir de los tres metros de profundidad, la Formación Pampeano tiene valores de $N_{SPT} > 20$. Donde la cementación es importante es posible encontrar valores $N_{SPT} > 50$ (Núñez y Micucci 1986). En la figura III.7 se muestra un perfil estratigráfico típico (Núñez 1986a).

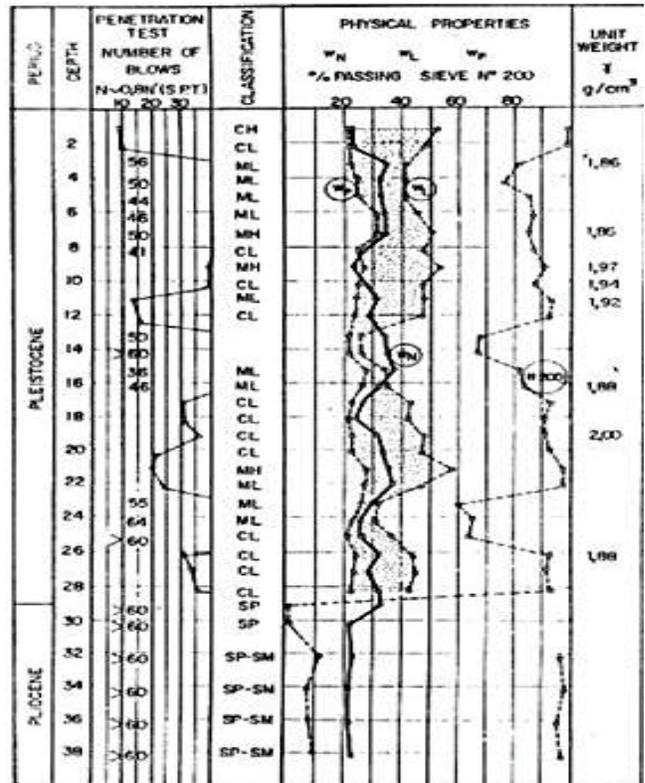


Figura III.7. Ensayo SPT (Núñez 1986 a).

El ensayo de carga en placa es, hasta el momento, el que arroja resultados más consistentes (Sfriso 2006). Permite la medición directa del coeficiente de reacción de la subrasante y una estimación razonablemente precisa del módulo de Young no drenado. En la tabla III.4 se presentan resultados del ensayo de carga en placa.

Tabla III.4. Módulo de reacción de la subrasante medido con ensayos de carga en placa (Sfriso 2006)

Profundidad m	Carga MN/m ³	Descarga MN/m ²
0 to 8/12	200 - 300	500 - 800
8/12 to 12/14	400 - 600	800 - 1200
12/14 to 20/24	600 - 800	1200 - 1800
20/24 to 30/32	250 - 500	600 - 1400

En la figura III.8 se muestra el resultado de un ensayo de carga en placa realizado a 6m de profundidad (Sfriso 2006).

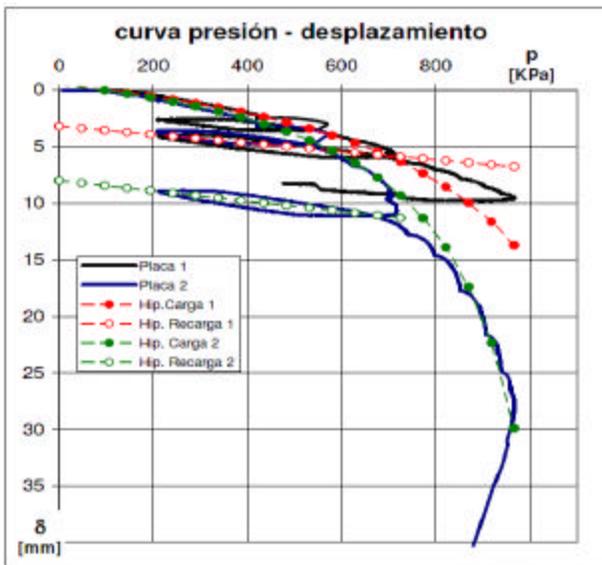


Figura III.8. Ensayo de carga en placa (Sfriso 2006).

6 EL PAMPEANO COMPACTADO

Debido a la cementación calcárea, los suelos del Pampeano se comportan como limos de baja a muy baja plasticidad cuando son compactados mecánicamente. La compactación destruye la estructura original y la cementación a nivel macroscópico pero mantiene la cementación a escala partículas. Esto aumenta significativamente la estabilidad volumétrica del material respecto a lo esperable dada su plasticidad.

Para la construcción de caminos y terraplenes se prefieren los materiales menos plásticos, que clasifican como limos de baja plasticidad (ML) o A4(8) en la clasificación AASHTO. Estos materiales poseen propiedades mecánicas mejores que las esperadas para otros suelos pertenecientes a estos grupos (Bolognesi y Moretto1957).

En la figura III.9 se muestra un ensayo de compactación Proctor Standard para un CL-ML con límite líquido 23% e índice de plasticidad 6 (Moretto et al 1963).

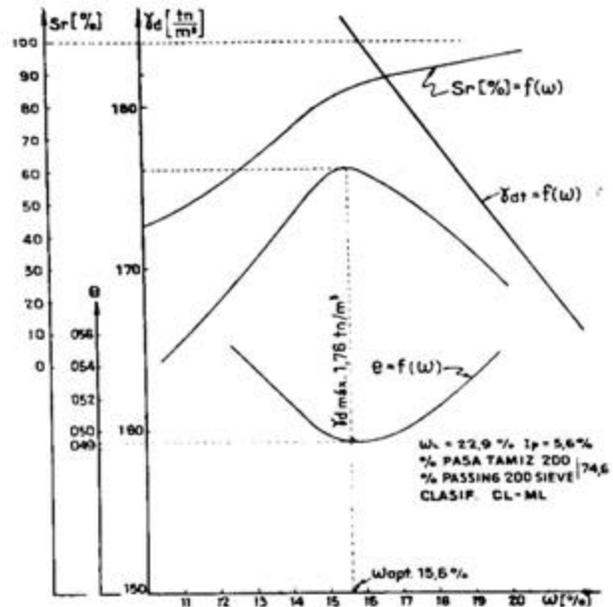


Figura III.9. Ensayo Proctor Standard de un CL-ML (Moretto et al 1963).

Conviene compactar estos suelos con una humedad igual o algo menor que la óptima (Moretto et al 1963).

Los ensayos realizados sobre muestras compactadas no saturadas demuestran que el material posee una resistencia mayor que la que se obtiene sobre muestras saturadas con la misma relación de vacíos.

En la figura III.10 se muestran ensayos consolidados no drenados con medición de presión neutra para muestras compactadas al 98% de la densidad máxima de Proctor Standard en los cuales se obtuvo un ángulo de fricción interna efectivo, $\phi' = 33.5^\circ$ y una cohesión $c' = 15 \text{ kPa}$.

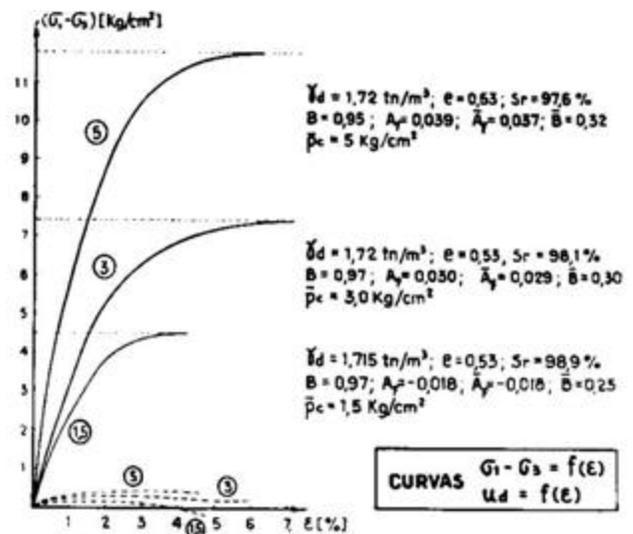


Figura III.10. Ensayos triaxiales consolidados no drenados con medición de presión de poros (Moretto et al 1963).

En la figura III. 11 se muestra la variación de la cohesión y del ángulo de fricción interna en función del grado de compactación (Moretto et al 1963).

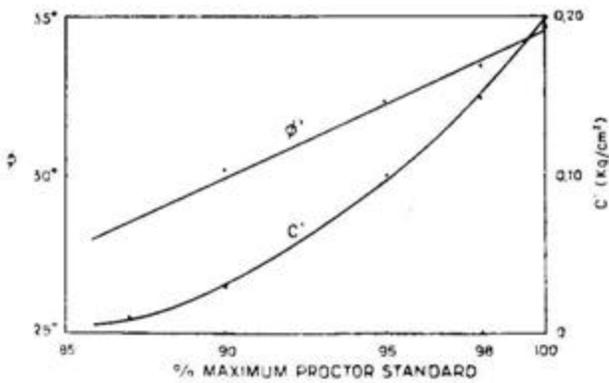


Figura III.11. Ángulo de fricción interna y cohesión efectiva en función del grado de compactación (Moretto et al 1963).

En la figura III.12 y en la tabla III.5 se muestra la eficiencia de los diferentes equipos de compactación sobre suelos del Pampeano (Moretto et al 1963).

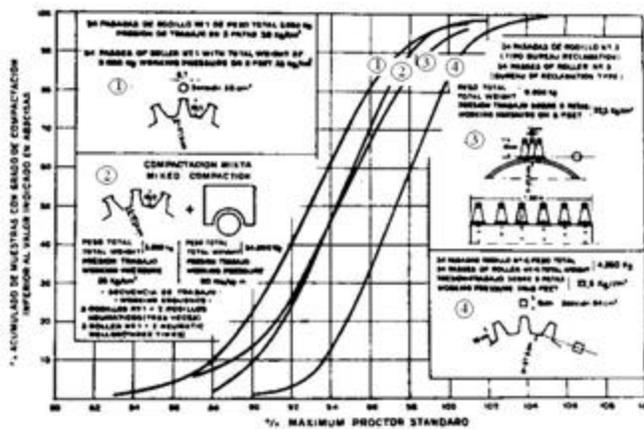


Figura III.12. Grado de compactación para distintos equipos. (Moreto et al 1963). Ver tabla III.5

Tabla III.5. Eficiencia de los diferentes equipos de compactación sobre suelos del Pampeano (Moreto 1963)

Pasadas	Equipo
24	Pata de cabra (1)
3	Pata de cabra seguida por rodillo neumático (2)
24	Pata de cabra tipo Bureau of Reclamation (3)
24	Patas tronco piramidales (4)

La compactación con rodillo con patas tronco piramidales resulta ser la más eficiente. La utilización de rodillos neumáticos resulta inconveniente debido a que genera una laminación en el suelo, quedando este con una estructura no entrelazada que permite el desprendimiento de partículas y disminuye la vida útil del terraplén. (Moretto et al 1963)

IV. INSTRUMENTACIÓN DE LA CÁMARA TRIAXIAL

1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO EXISTENTE

El equipo de ensayo consta de una cámara triaxial de 7250 cm³ montada sobre una prensa de carga de accionamiento mecánico a tornillo Wykeham-Farrance, con capacidad de 25 kN y caja de velocidades mecánica de 30 posiciones que permite aplicar velocidad de deformación en el rango 1.2 – 7500 µm/min.

La cámara permite ensayar muestras de diámetro entre 76 y 101 mm y altura entre 100 y 200 mm. Trabaja en un rango de presiones de 0 – 800 kPa. En la figura IV.1 se presenta la cámara triaxial ubicada en la prensa.



Figura IV.1. Máquina triaxial colocada en la prensa.

2 PUESTA EN MARCHA DEL EQUIPO

La cámara triaxial que se empleó en este trabajo nunca había sido utilizada. Todos los ensayos triaxiales ejecutados hasta el inicio de este trabajo se efectuaron en una cámara para muestras de 38 mm de diámetro. Faltaban algunos accesorios y partes del equipo que tuvieron que ser fabricados como parte de este programa de trabajo.

2.1 Cabezal superior

Se fabricó un cabezal superior de acrílico de 100 mm de diámetro x 30 mm de altura. El cabezal fue provisto de una rótula de compresión y de un conducto de drenaje conectado a una piedra porosa. El accesorio se completó con acoples de accionamiento rápido ubicados en el cabezal y en la base de la cámara. En la figura IV.2 se muestra un detalle del cabezal con la rótula y el acople rápido.



Figura IV.2. Cabezal superior de acrílico.

2.2 Reparación de la cámara triaxial

Durante la ejecución de los ensayos de prueba y calibración se observó que existían pérdidas en la cámara triaxial.

Primero se analizó la existencia de pérdidas por armado de las muestras: pérdidas en la membrana, en el contacto membrana – cabezales y/o en los acoples de los tubos de drenaje. Se comprobó que no existían pérdidas de ninguno de estos tipos.

Luego de varias pruebas se detectó que el problema provenía de la base de la cámara. En efecto, se comprobó que el cuerpo tiene defectos de moldeo, por lo que presenta poros que conectan los conductos de drenaje con el fluido de cámara. En la figura IV.3 se muestra la base de la cámara y la ubicación de los poros detectados.

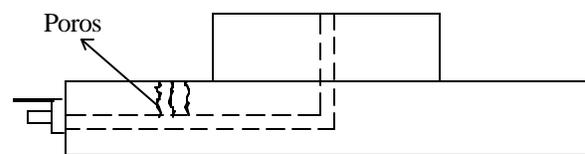


Figura IV.3. Esquema de la base de la cámara triaxial y ubicación de los poros detectados.

Este problema se solucionó mediante la utilización de pintura epoxi. Se cubrieron los poros interiores mediante la inyección de pintura a presión, seguida de limpieza con solvente para prevenir la obstrucción del conducto. Los poros exteriores se sellaron mediante pintura superficial. En la figura IV.4 se muestra la base de la cámara pintada.



Figura IV.4. Base de la cámara triaxial pintada con epoxi.

3 DISEÑO DE SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS

3.1 Fuentes de error típicas del ensayo triaxial

En la figura IV.5 se presenta un esquema con las fuentes de error típicas en la medición de deformación axial en ensayos triaxiales (Dasari et al 1995).

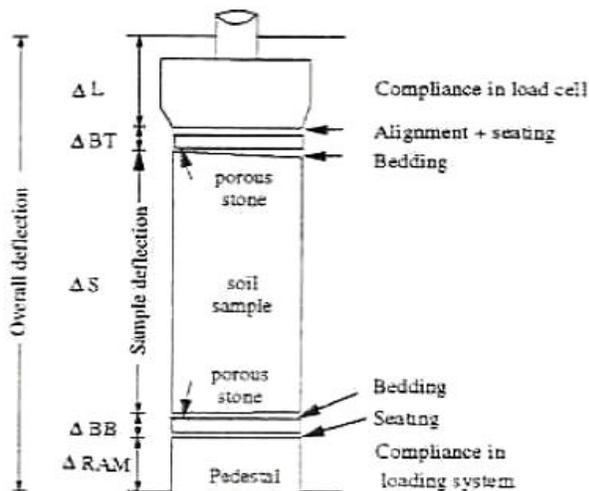


Figura IV.5. Fuentes de error en la medición de deformación axial en ensayos triaxiales (Dasari et al 1995)

Cuando se mide la deformación como acercamiento de las cabezas de la muestra, se introducen errores en el contacto cabeza – piedra porosa y piedra – muestra en ambos extremos, lo que se suma a defectos de alineación, verticalidad y coaxialidad entre carga y eje de muestra.

Cuando se mide la carga sobre la muestra con un instrumento externo a la cámara, se introduce un error de medición dado por la fricción del vástago con el buje de la tapa de la celda. Esta fricción puede ser muy reducida para cargas bajas y muestras bien centradas pero puede convertirse en muy significativa a medida que la muestra se aproxima a la ruptura, dado que las cargas son mayores y a que se pierde alineamiento entre el eje de la muestra y el eje de la carga.

Tatsuoka (Tatsuoka y Shibuya 1991) muestra que la medición localizada de deformación axial permite medir el módulo de Young inicial con una precisión comparable con la que se obtiene en ensayos de columna resonante o de propagación de ondas mecánicas.

3.2 Medición local de desplazamientos axiales

Los desplazamientos axiales de la muestra deben medirse de manera local para evitar los errores mencionados en el apartado 3.1.

Se optó por la utilización de *Local Deformation Transducers* (LDT) (Goto et al 1991, Dasari et al 1995). Se trata de instrumentos formados por un fleje en el cual se adhieren *strain gauges* (SG). En la figura IV.6 se presenta un esquema de funcionamiento de un LDT.

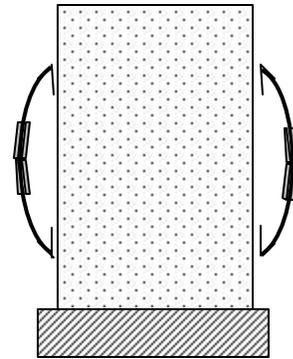


Figura IV.6. Esquema de funcionamiento de un LDT.

A medida que la muestra se deforma axialmente, las secciones donde se encuentran adheridas las vinculaciones se aproximan. Esto genera un aumento en la curvatura del fleje que se traduce en una deformación que cambia la resistencia eléctrica del Strain Gauge captada por la variación del potencial del puente. En la figura IV.7 se muestra un LDT.

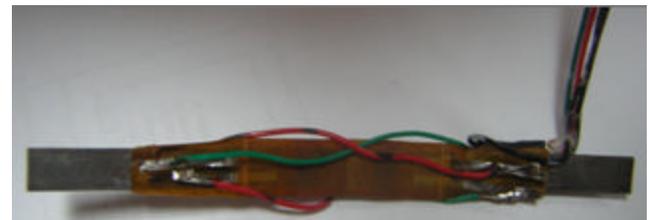


Figura IV.7. Local Deformation Transducer (LDT)

3.3 Medición local de desplazamientos transversales

Los desplazamientos transversales también tienen que ser medidos en forma local. Para eso se optó por el diseño de tres instrumentos de características similares a los LDTs a los cuales se los denominó LDT_t. Este diseño es nuevo de este trabajo y se basa en el principio de funcionamiento de los LDT convencionales. En la figura IV.8 se presenta un esque-

ma en el que se aprecia el modo de construcción y vinculación de los LDT_r.

Se trata de un fleje vertical que trabaja en forma de ménsula removible empotrada en la base de la cámara. A medida que la muestra de suelo se deforma radialmente el fleje acompaña la deformación mediante la vinculación con una chapa en forma de L adherida a la membrana. Los SG están ubicados en la sección inferior de los flejes.

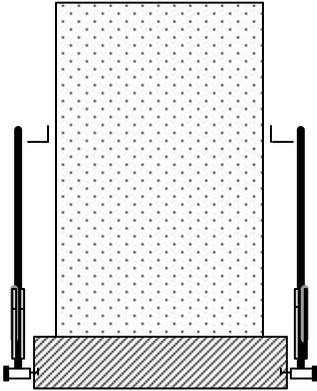


Figura IV.8. Corte y vista de un LDT_r.

3.4 Celda de carga

Para anular el error por fricción de vástago se optó por la colocación de una celda de carga interior a la cámara triaxial.

3.5 Sistema de adquisición de datos

Tanto la celda de carga como los LDTs funcionan como puentes de Wheatstone, por lo que la medición digitalizada de los instrumentos puede hacerse con un mismo equipo para todos los instrumentos.

Se optó por la fabricación de un sistema de adquisición analógico de lectura simultánea para todos los instrumentos, con la intercalación de una placa analógica-digital conectada vía USB a una computadora.

4 FABRICACIÓN DEL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS

4.1 LDTs axiales

La fabricación de los LDTs fue realizada siguiendo las recomendaciones de Dasari (1995). Se colocaron cuatro *strain gauges* en cada LDT de modo de formar un puente de Wheatstone completo. Esto mejora la estabilidad, la precisión de las lecturas y la linealidad de la medición.

Los *strain gauges* utilizados son marca Philips PR9814. Tienen una resistencia de $118 \pm 0.5 \Omega$ y un *gauge factor* de 1.89. En la figura IV.9 se presenta una imagen de un SG junto a su caja de embalaje.



Figura IV.9. *Strain gauges* utilizados en la fabricación de los LDT.

La configuración de los primeros LDTs (Goto et al 1991) no contaba con un puente completo con SG. Esto introduce errores por el sobrecalentamiento que modifica la resistencia eléctrica (Dasari et al 1995). La colocación de cuatro SG con una configuración de puente de Wheatstone permite que la variación de temperatura se compense en el puente. (Dasari et al 1995).

La salida del puente es la lectura de la deformación de cada uno de los SG promediado. La ecuación IV.1 relaciona la caída de potencial entrante con las resistencias que en este caso son SG con la caída de potencial de salida.

$$V_{OUT} = V_{IN} \left[\frac{R_{SG3}}{R_{SG4} + R_{SG3}} - \frac{R_{SG2}}{R_{SG1} + R_{SG2}} \right] \quad (IV.1)$$

$$R_{SGi} = R_{SG} \pm \Delta R \quad (IV.2)$$

Debe notarse que los *strain gauges* que se encuentran sobre la cara traccionada aumentan su resistencia y los que están sobre la comprimida la reducen. Si todas las resistencias iniciales son iguales y sus variaciones también, la ecuación se reduce a la IV.3.

$$V_{OUT} = V_{IN} \left[\frac{\Delta R}{R_{SG}} \right] \quad (IV.3)$$

En la figura IV.10 se muestra un esquema del Puente de Wheatstone con los *strain gauges* y el esquema de la configuración montada sobre el fleje.

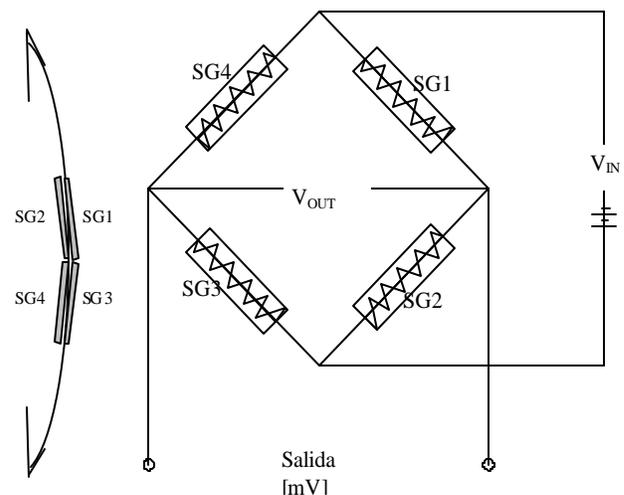


Figura IV.10. Esquema de puente de Wheatstone y LDT.

Sobre los SG se colocó una vaina termocontraíble de protección que, durante los ensayos de calibración, se observó que introducía errores de linealidad y respuesta histerética.

Estos errores son perceptibles en la descarga, porque al descargar los LDT envainados nunca vuelven instantáneamente al valor inicial. Se optó por remover la vaina y reemplazarla por una pintura aerosol de protección.

El LDT se vincula a la membrana como se puede observar en la figura IV.11.

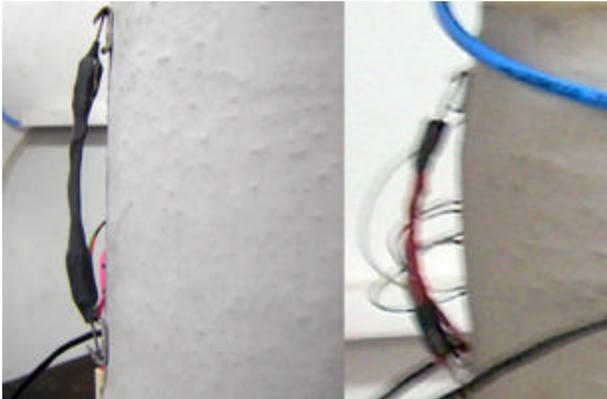


Figura IV.11. Muestra con un LDT instalado. a) antes de un ensayo, con vaina. b) después de otro ensayo, sin vaina.

Se colocaron dos LDT alineados con el diámetro de la muestra. La medición final de la deformación axial es el promedio de ambas lecturas.

4.2 LDTs transversales

Se colocaron tres LDT_t a 120° entre sí, con lo que se eliminaron errores de alineación y centrado de la muestra. En la figura IV.12 se presenta una fotografía de una muestra con los LDTs instalados.

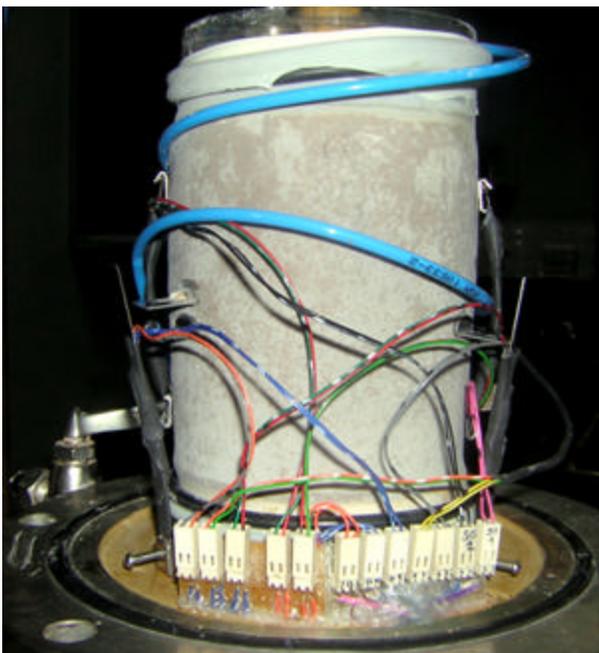


Figura IV.12. Muestra de suelo con LDTs.

4.3 Celda de carga

Se diseñó y compró una celda de 60mm x 25.4mm x 50mm con una capacidad máxima de 10 kN con una precisión de 10 N. Para adaptar la celda a la cámara fue necesario realizar modificaciones en el pistón y fabricar piezas de acople para el cabezal superior.

En la figura IV.13 se presenta la celda de carga con las piezas de acople, el pistón modificado y el cabezal de acrílico sobre una muestra de suelo.



Figura IV.13. Celda de carga con elementos de acople.

4.4 Conexiones

Se construyó una bornera para conexión de los instrumentos. La bornera permite la medición simultánea de cinco LDTs de puente completo con una salida estanca del cableado. En la figura IV.14 se presenta una muestra de suelo luego de un ensayo. Pueden verse todos los instrumentos instalados.

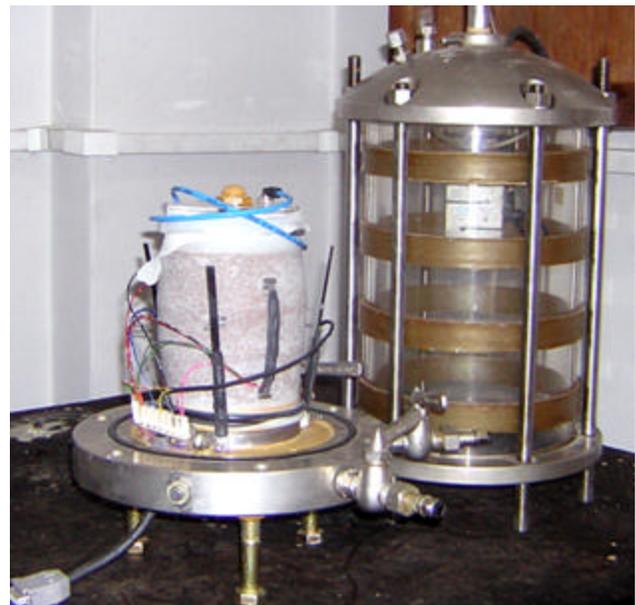


Figura IV.14. Muestra de suelo luego de un ensayo, con todos los instrumentos instalados.

La cámara triaxial fue diseñada para trabajar con agua como fluido para presión de confinamiento. Se optó por cambiar el fluido a aire para eliminar la necesidad de aislación eléctrica de los instrumentos instalados en el interior.

4.5 Sistema de adquisición de datos

La lectura del instrumental se realizó inicialmente con un equipo VISHAT P-3500 que traduce la variación de potencial del puente a *strain*.

El equipo posee una pantalla de lectura y permite la lectura manual y secuencial de hasta diez puentes. La lectura manual es lenta. La no simultaneidad de las lecturas y la necesidad de tomar los datos a mano introduce errores de medición y de transcripción de la información.

En la figura IV.15 se muestra una imagen del sistema VISHAT P-3500 conectado a la cámara triaxial.

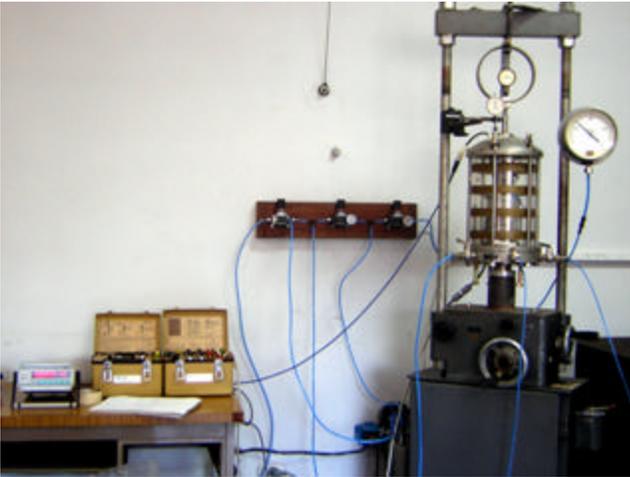


Figura IV.15. Máquina triaxial y sistema de adquisición de datos VISHAT P-3500.

Para resolver los inconvenientes derivados de la lectura manual, se eligió y compró un sistema de adquisición de datos Emant 300 compuesto por tres placas que permiten efectuar lecturas simultáneas de los LDTs y la celda de carga. En la figura IV.16 se muestran dos placas de adquisición de datos.



Figura IV.16. Placas Emant 300 de adquisición de datos.

Con este instrumental se pueden obtener más de veinte mediciones por segundo, lo que es una capacidad muy superior a la necesaria para los ensayos efectuados.

5 CALIBRACIÓN

5.1 Strain gauges

Los *strain gauges* utilizados fueron fabricados en 1959-1965 y están vencidos. Esto originó que muchos estuvieran fallados, que otros fallaran cuando fueron colocados o probados, y que varios fallaran durante la ejecución de los ensayos. La consecuencia inmediata de esta circunstancia es que la constante de los instrumentos no pudo ser utilizada como referencia. En algunos casos se observaron cambios en las curvas de calibración antes y después de la ejecución de ensayos reales, por lo que algunos de los resultados debieron ser descartados.

En los párrafos que siguen se describe la calibración de los LDTs de manera general, independientemente de las fallas detectadas en los *strain gauges*.

5.2 LDTs

La calibración inicial de los LDTs se efectuó con un micrómetro manual. Se registró la curva desplazamiento – variación de resistencia con el equipo VISHAT.

Se estableció que el rango de trabajo es de 2.5mm x 2µm para los LDTs longitudinales y de 4.5mm x 2 µm para los LDT transversales.

En la figura IV.17 se muestra la calibración de los LDTs axiales y transversales. Puede apreciarse que los instrumentos tienen una razonable linealidad dentro del rango de trabajo.

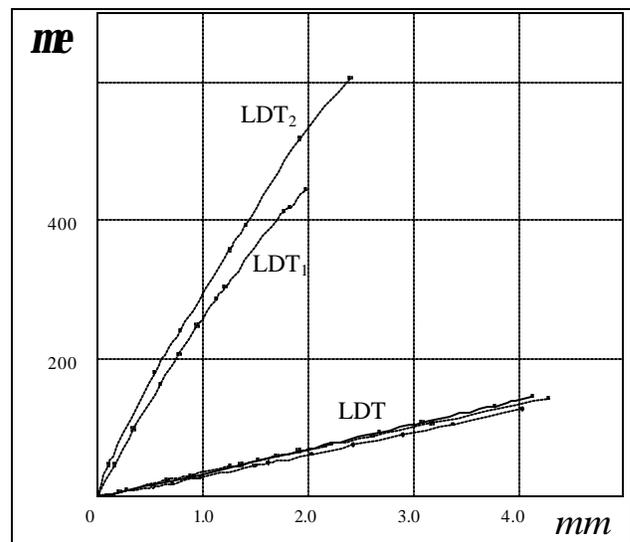


Figura IV.17. Curvas de calibración de los LDTs axiales y transversales con equipo VISH AT.

Luego de la implementación del sistema de adquisición de datos Emant se efectuó una segunda calibración de los LDTs. Se comprobó que se obtenía una respuesta repetible en el rango $5\text{ mm} \times 2\text{ }\mu\text{m}$ para los LDTs longitudinales (LDT_L) y de $4.5\text{ mm} \times 2\text{ }\mu\text{m}$ para los LDT transversales. En la figura IV.18 se muestra la calibración de los LDTs axiales y transversales efectuadas con el sistema de adquisición automático. En este caso puede apreciarse que el rango de repetibilidad de la medición va más allá del rango de linealidad del instrumento.

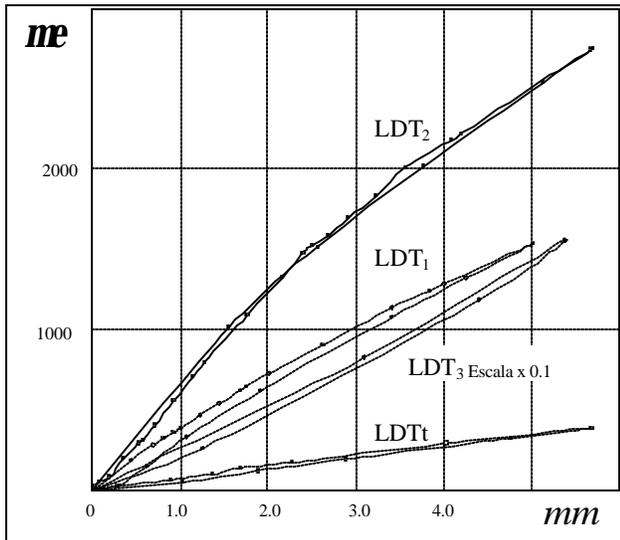


Figura IV.18. Calibración LDT_T con sistema Emant.

5.3 Celda de carga

La calibración de la celda de carga fue realizada en el banco edométrico como se muestra en la figura IV.19. En la figura IV.20 se aprecia la curva de calibración de la celda de carga.



Figura IV.19. Calibración celda de carga en banco edométrico.

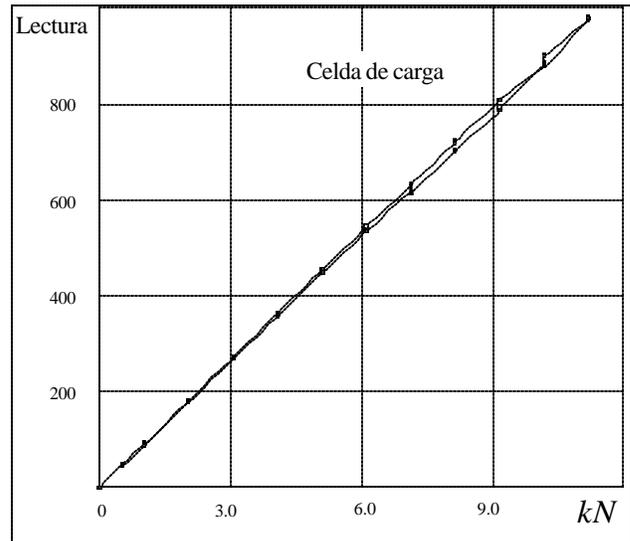


Figura IV.20. Calibración de la celda de carga con dispositivo Emant

5.4 Ensayo de prueba

Luego de la calibración de los instrumentos se efectuó un ensayo triaxial de prueba sobre una muestra de suelo compactada, cuyos resultados se presentan en la figura IV.21. Se observa la curva tensión – deformación obtenida con dos LDTs axiales y la celda de carga interior a la cámara, superpuesta con la curva tensión deformación medida con un aro dinamométrico y un flexímetro exterior convencional. Puede observarse que la rigidez medida con instrumentos locales es del orden del doble de la rigidez medida con instrumentos externos a la muestra.

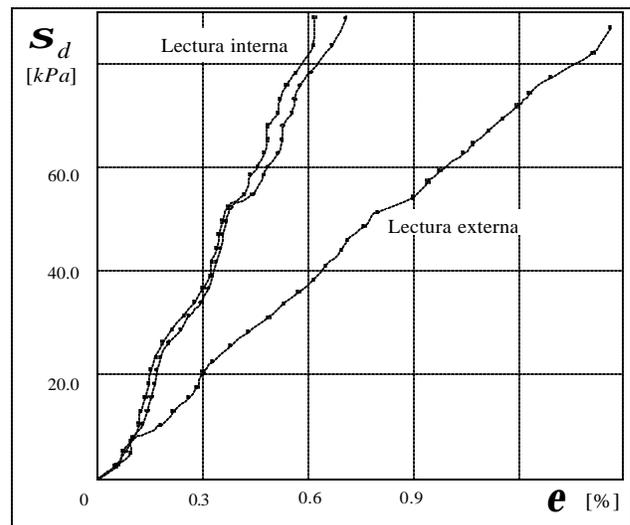


Figura IV.21. Lectura interna con LDT y celda de carga (CC); lectura externa con flexímetro (FL) y aro dinamométrico (AC)

La figura IV.22 muestra la diferencia de medición entre los dos LDTs axiales. La figura IV.23 muestra la diferencia entre la medición de carga de la celda y el aro dinamométrico exterior. La figura IV.24 muestra la diferencia de lectura entre los tres LDTs transversales.

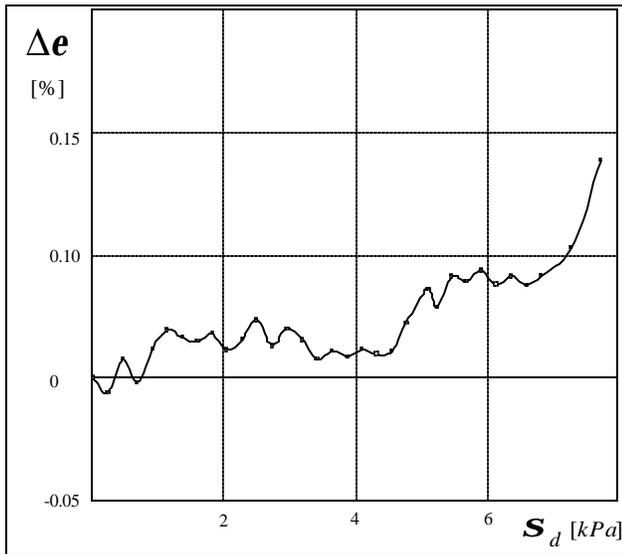


Figura IV.22. diferencia entre los LDTs longitudinales vs lectura de celda de carga.

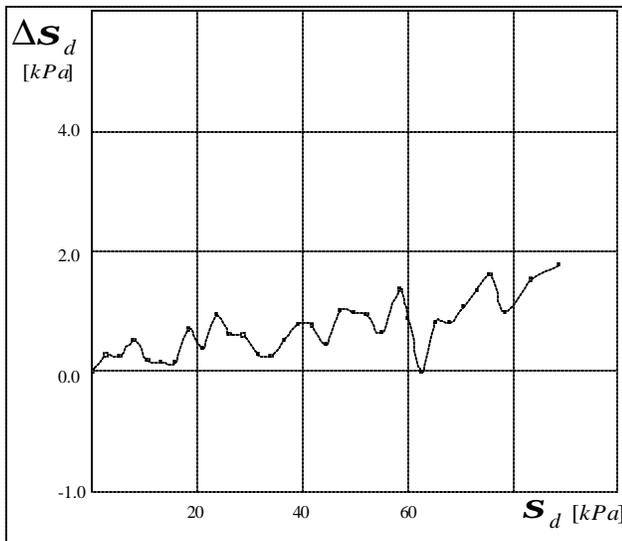


Figura IV.23. Diferencia de lectura entre celda de carga (CC) y aro dinamométrico (AD) para un ensayo de prueba.

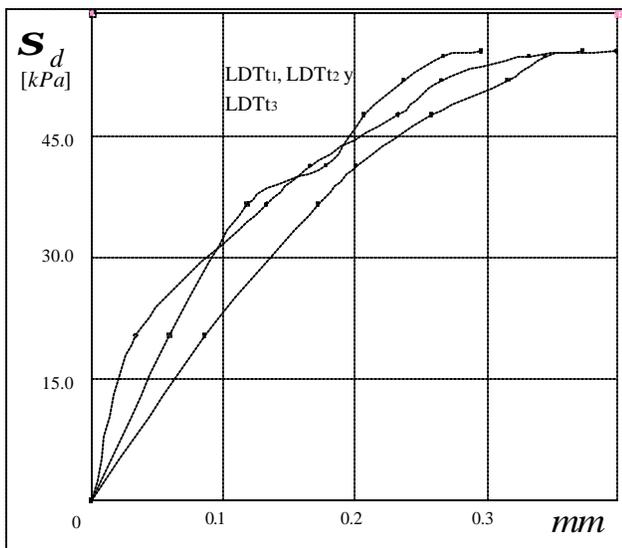


Figura IV.24. Funcionamiento de tres LDT_T en un ensayo de prueba.

6 CRÍTICA AL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS DESARROLLADO

Durante los ensayos se registraron problemas en el instrumental de medición. Luego de varios ensayos, los LDTs modificaron su constante de calibración y en algunos de ellos se observó un incremento de las lecturas con el instrumento descargado, lo que puede atribuirse a respuesta dispar de los *strain gauges* del puente frente al calentamiento inducido por las corrientes de excitación.

Estos inconvenientes fueron cada vez más notorios a medida que se realizaban ensayos, lo que obligó a permanentes reparaciones y reemplazo de instrumentos. Se presume que este comportamiento está aparejado a la antigüedad de los *strain gauges*. En los casos extremos, el reemplazo de un *strain gauge* fallado por otro idéntico producía cambios en la constante del instrumento de un orden de magnitud.

La fabricación de nuevos LDTs con otra partida de *strain gauges* no resolvió el problema porque se mantuvo la tasa de sensores fallidos y porque, luego de uno o dos ensayos, los instrumentos dejaban de funcionar.

En la figura IV.25 se presenta la curva de calibración de un LDT de los que fueron descartados. Se puede observar la diferencia significativa entre la rama de carga y la de descarga.

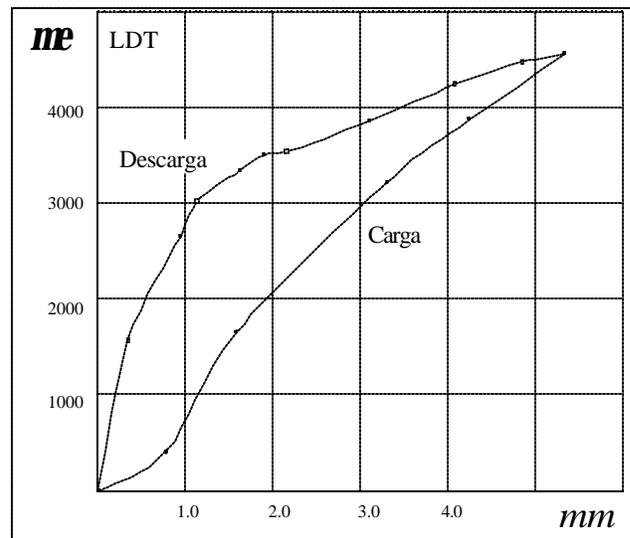


Figura IV.25. Calibración de LDT1 descartado.

Se detectó un problema relacionado con la vinculación de los LDTs axiales a la membrana. En un ensayo que tuvo que ser momentáneamente interrumpido se detuvo la prensa y se redujo gradualmente la presión de cámara.

Pudo observarse que la deformación registrada fue decreciendo hasta llegar a cero, a pesar de que la carga axial se mantuvo constante en su valor máximo. En la figura IV.26 se observa la curva tensión – deformación correspondiente.

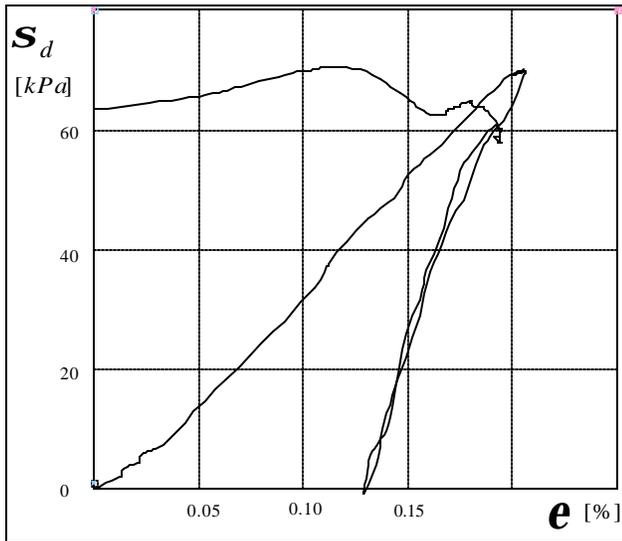


Figura IV.2.6. Desplazamiento del LDT respecto de la muestra para bajas presiones de cámara.

Naturalmente, este fenómeno no puede ser atribuido a un comportamiento del material. Lo que ocurrió es que la membrana se desplazó con respecto a la muestra debido a la falta de presión de confinamiento y a la recuperación elástica del LDT.

Se concluyó que es necesario instalar una traba mecánica entre el conector del LDT y la muestra. Esta traba puede estar constituida por un clavo que atraviese la membrana y se hincó en el suelo, con la desventaja de que el sellado del orificio resultante es una tarea engorrosa y de resultado incierto.

V. PROGRAMA EXPERIMENTAL

1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

1.1 Selección del material

El primer suelo analizado fue extraído de la línea H de subterráneos de la Ciudad de Buenos Aires, estación Corrientes, a una profundidad aproximada de 15 metros. Este suelo es un MH con $LL=59$ e $IP=19$ (normas ASTM D-4318-00).

El segundo suelo analizado, fue extraído de una cantera en la zona de T. Suárez. Es un ML con $LL=45.5\%$ e $IP=9.5$ (promedio de seis determinaciones). En la figura V.1 se muestra la ubicación de los dos suelos en la carta de plasticidad.

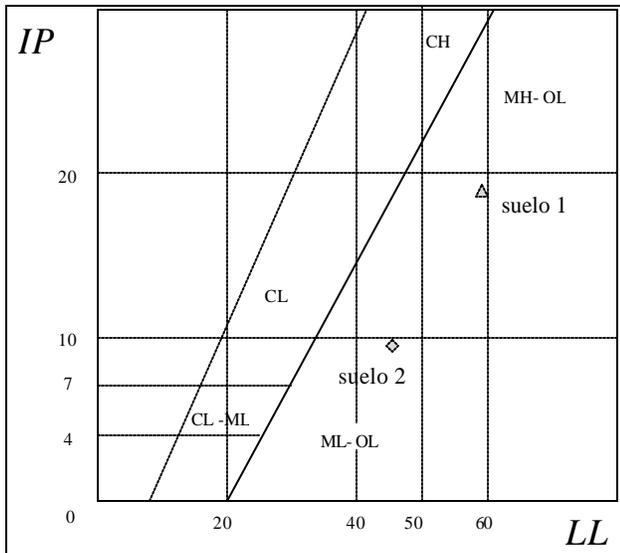


Figura V.1. Ubicación de los dos suelos ensayados en la carta de plasticidad

Aunque clasifica como AASHTO A-5, el segundo suelo ensayado (ML) reúne aproximadamente las características típicas de los materiales utilizados en la construcción de terraplenes, por lo que fue elegido para realizar la batería de ensayos triaxiales.

1.2 Propiedades índice

El peso específico de las partículas sólidas es $\gamma_s = 26.8 \text{ kN/m}^3$ (promedio de tres determinaciones, norma ASTM D-0854-02). El Límite de Contracción es 27% (promedio de seis determinaciones, norma ASTM D-0427-04). En la figura V.2 se presenta una fotografía de algunas muestras de los ensayos de contracción en las que se puede apreciar la variación del volumen final, del orden del 1.5% al 2%. En la figura V.3 se presentan los resultados de los ensayos de granulometría e hidrometría.



Figura V.2 Muestras de suelo al finalizar el ensayo de Límite de Contracción.

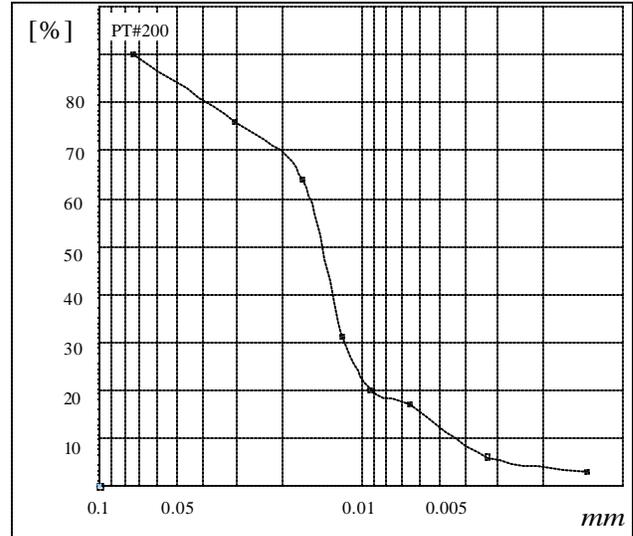


Figura V.3. Curva granulométrica obtenida en el ensayo de hidrometría.

En la figura V.4 se muestra uno de los ensayos de hidrometría.



Figura V.4. Ensayo de hidrometría.

1.3 Ensayo de permeabilidad

Se realizó un ensayo de permeabilidad a carga variable en una muestra saturada compactada con 23% de humedad. Se obtuvo un coeficiente de permeabilidad medio al agua $k = 3.07 \text{ E-}08 \text{ m/s}$.

Con este resultado se estimó la velocidad necesaria en los ensayos triaxiales drenados. Mediante la ecuación V.1 (Bishop y Henkel 1957), se obtiene el tiempo total necesario para realizar el ensayo drenado

$$t_f = \frac{20 \cdot h^2}{h \cdot c_v} \quad (\text{V.1})$$

donde t_f es el tiempo en segundos, h es la altura de drenaje, η es un coeficiente que depende de las condiciones de drenaje y c_v es el coeficiente de consolidación. Si se elige una deformación máxima del 1% se obtiene una velocidad de ensayo de 0.04mm/h.

2 ENSAYOS DE APTITUD

2.1 Hinchamiento libre

Se ejecutó un ensayo de hinchamiento (norma ASTM D-4829-03) sobre una muestra de altura inicial 25.5mm compactada en dos capas con 15 golpes cada una con un contenido inicial de humedad de 11%. Se saturó la muestra por capilaridad, se le colocó una pesa de 5kg en la cara superior y se registró el cambio volumétrico mediante un flexómetro mecánico durante un período de seis días. En la figura V.5 se presenta la curva resultante.

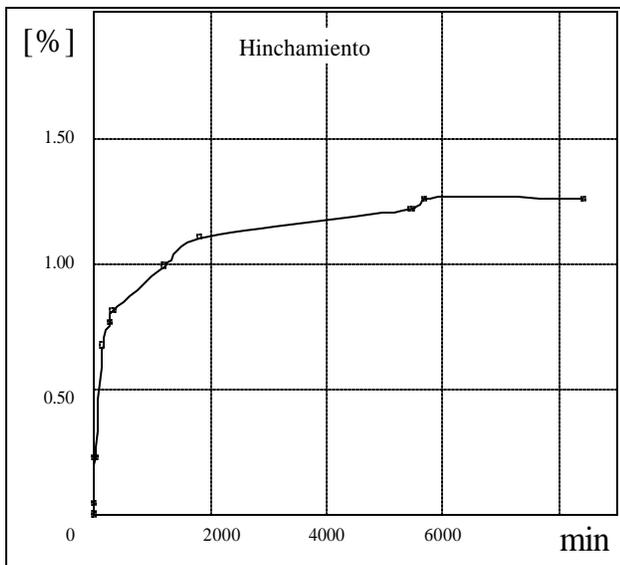


Figura V.5. Ensayo de Hinchamiento.

En la figura V.6 se presenta una fotografía de la muestra de suelo luego del ensayo, al lado del aro utilizado.



Figura IV.6. Muestra luego del ensayo de hinchamiento.

El hinchamiento máximo permitido en la construcción de terraplenes para camino es de 2%. En este caso el suelo verifica dicho máximo, lo que permite verificar que algunos suelos del Pampeano son aptos para construcción de terraplenes aunque estén ligeramente por fuera de los rangos de plasticidad de los suelos A4 AASHTO.

2.2 Ensayos de compactación

Se ejecutó una serie de siete ensayos de compactación Proctor Standard (norma ASTM D- 698-A). En la figura V.7 se presentan los siete resultados obtenidos. En la Tabla V.1 se muestran los resultados obtenidos.

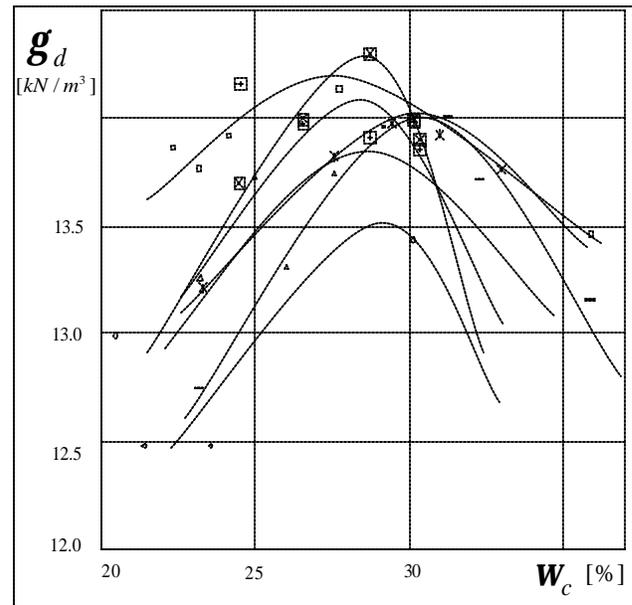


Figura V.7. Curvas de ensayos de compactación Proctor Standard.

Tabla V.1 Resultados de los ensayos Proctor Standard.

	w_{op} %	g_{dmax} KN/m ³
E1	29.00	13.50
E2	28.50	13.85
E3	30.50	14.00
E4	30.50	14.05
E5	28.50	14.10
E6	27.50	14.15
E7	28.80	14.30

La curva de mejor ajuste de las determinaciones que se juzgaron válidas se presenta en la figura V.8. La humedad óptima es $w_{opt} = 28.7\%$ y el peso unitario es $\gamma_d = 14.3 \text{ kN/m}^3$.

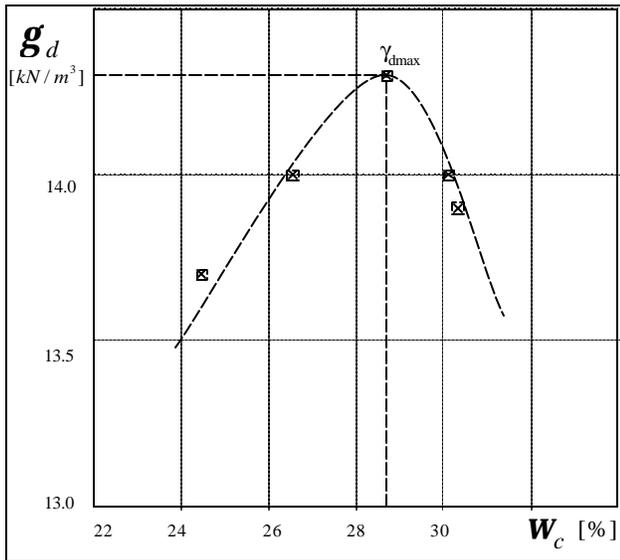


Figura V.8. Curva de mejor ajuste de los ensayos de compactación Proctor Standard.

3 ENSAYOS TRIAXIALES

3.1 Preparación de muestras

A partir de los resultados de los ensayos de compactación se seleccionaron cinco humedades de compactación para la preparación de muestras. Las humedades elegidas fueron 24%, 26%, 28%, 30% y 32%.

Para cada una de las muestras se llevó el material a la humedad de ensayo mediante pulverización de agua destilada sobre suelo que tenía una humedad inicial del orden del 20%. El material fue mezclado durante el humedecimiento hasta alcanzar una uniformidad aparente satisfactoria. Luego se permitió la homogeneización de la humedad mediante el reposo por 48 horas en un recipiente estanco.

El suelo resultante fue colocado en el molde de compactación y compactado en tres capas iguales con una energía de compactación de 25 golpes por capa del martillo de 2.25 kg (norma ASTM-D-698-00AE01). Luego de la compactación se determinó el peso unitario aparente y la humedad y se colocó la muestra en el equipo de saturación.

Éste consta de una bomba tanque de vacío y un sistema de acople del molde de compactación. En las caras superior e inferior de la muestra se coloca una piedra porosa y un papel de filtro para evitar pérdidas de material durante el proceso de saturación y para limitar el hinchamiento.

El tiempo de saturación fue en todos los casos de aproximadamente 48hs, con una presión absoluta en la cara superior de 5 kPa y la cara inferior abierta a atmósfera e inundada con agua destilada desaireada. El gradiente hidráulico resultante es

$$i = \Delta h / h_c = 9.5m / 0.11m = 86 \quad (V.2)$$

Este gradiente hidráulico es muy importante y puede producir la ruptura de la muestra, si ésta no está bien confinada.

Finalizada la saturación de la muestra, se la extrajo del cilindro de compactación, se la dispuso sobre el plato de la máquina triaxial y se colocó una membrana de latex fabricada con un guante quirúrgico. Por último, la membrana se selló contra los cabezales mediante anillos de goma dura.

3.2 Instalación de los LDTs

Los elementos de fijación de los LDTs con la muestra deben estar suficientemente alejados de los cabezales como para minimizar las deformaciones no uniformes de los extremos, y deben estar alineados con el eje de la muestra.

La ubicación de los puntos de contacto es arbitraria, pero la distancia entre ellos debe ser igual a la longitud del LDT descargado.

Para cumplir con estos objetivos se diseñó un dispositivo de aplicación que permite colocar las fijaciones siempre en la misma ubicación de la muestra. El dispositivo se muestra en la figura V.9.



Figura V.9. Colocación de las fijaciones de los LDTs sobre una muestra de suelo.

Las fijaciones se adhieren a la membrana que recubre a la muestra de suelo con cianoacrilato.

Para la colocación de los separadores de los LDTs se utilizó un dispositivo similar que ubica el separador a la mitad de la altura de la muestra de suelo.

3.3 Propiedades de las muestras ensayadas

En la tabla V.2 se presentan las características de las muestras preparadas para la ejecución de los ensayos triaxiales.

Tabla V.2 Propiedades de las muestras preparadas para la ejecución de ensayos triaxiales

	w_c %	g_l KN/m ³	e	h_c mm	S_r %	w_i %
T1	24.46	13.7	0.96	116.8	69	35.5
T2	30.13	14.0	0.91	116.8	88	34.4
T3	28.72	14.3	0.87	116.8	88	32.5
T4	26.54	14.0	0.91	116.8	77	34.3
T5	30.32	13.9	0.93	116.8	87	34.9

Puede observarse que, a pesar que las humedades de compactación variaron en más de seis puntos, las humedades de las muestras inmediatamente antes de los ensayos cayeron en un rango muy reducido entre 32.5% y 35.5%.

3.4 Ejecución de los ensayos

Se ejecutaron ensayos triaxiales escalonados, de compresión, drenados, con medición local de carga y desplazamientos. La velocidad de ensayo fue de 0.04mm/h.

Cada muestra fue ensayada con distintos escabones de presiones de cámara. Antes de iniciar la carga desviadora se dejó consolidar la muestra con la presión de cámara. Se impuso una presión neutra controlada para disminuir la influencia de la eventual presencia de burbujas de aire en la muestra.

El equipo de adquisición de datos permitió graficar durante el ensayo las lecturas obtenidas, permitiendo controlar los resultados.

Cuando la presión de cámara llegó aproximadamente a 2/3 de la presión efectiva de cámara se comenzó la descarga.

Posteriormente se aumentó la presión de cámara y se recargó nuevamente. Esto se realizó para 3 presiones de cámara en las diferentes muestras, en algunas se realizó un escalón adicional.

En la figura V.10 se presentan las muestras luego de los ensayos.



Figura V.10. Muestras ensayadas.

En la tabla V.3 se presentan los escalones realizados en el Ensayo N°1. En las figuras V.11 se presenta la curva tensión desviadora – deformación axial obtenida. Debe recordarse que la presión de cámara se cambió luego de cada descarga.

Tabla V.3. Escalones del Ensayo N°1

Ensayo 1	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	82.7	62.1	20.7
Escalón 2	206.8	68.9	137.9
Escalón 3	344.7	75.8	268.9

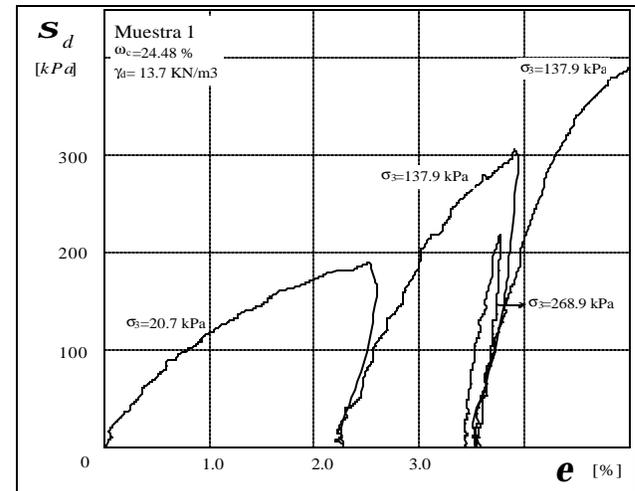


Figura V.11. Relación tensión – deformación Ensayo N°1.

En la tabla V.4 se presentan los escalones realizados en el Ensayo N°2. En la figura V.12 se presenta la curva tensión desviadora – deformación axial obtenida.

Tabla V.4. Escalones del Ensayo N°2

Ensayo 2	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	137.9	34.5	103.4
Escalón 2	275.8	68.9	206.8
Escalón 3	344.7	34.5	310.3
Escalón 4	379.2	34.5	344.7

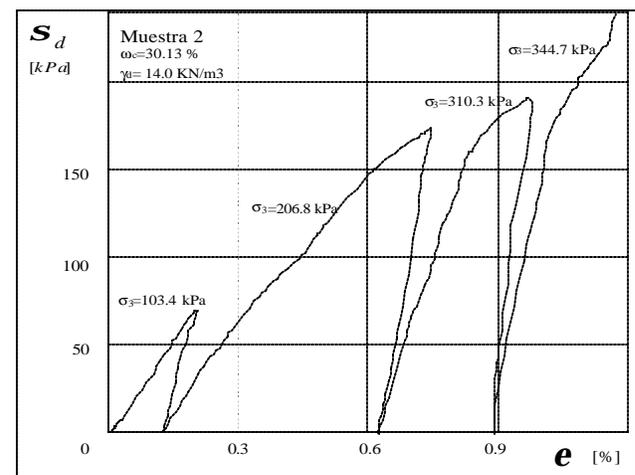


Figura V.12. Relación tensión – deformación Ensayo N°2.

En la tabla V.5 se presentan los escalones realizados en el Ensayo N°3. En la figura V.13 se presenta la curva tensión desviadora – deformación axial obtenida.

Tabla V.5. Escalones del Ensayo N°3

Ensayo 3	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	275.8	172.4	103.4
Escalón 2	275.8	68.9	206.8
Escalón 3	344.7	34.5	310.3
Escalón 4	413.7	68.9	344.7

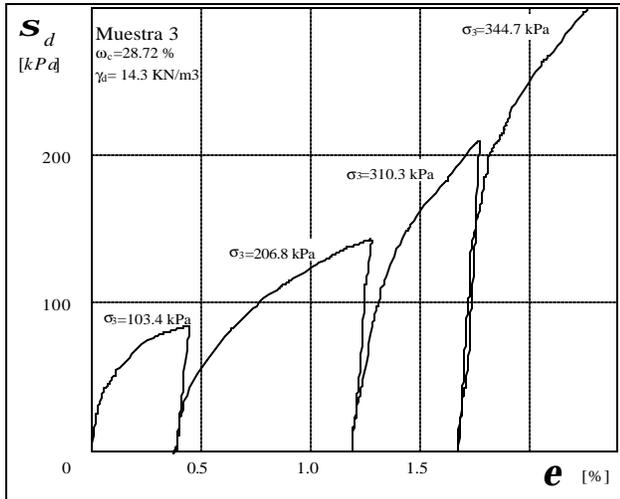


Figura V.13. Relación tensión – deformación Ensayo N°3.

En la tabla V.6 se presentan los escalones realizados en el Ensayo N°4. En la figura V.14 se presenta la curva tensión desviadora – deformación axial obtenida.

Tabla V.6. Escalones del Ensayo N°4

Ensayo 4	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	275.8	172.4	103.4
Escalón 2	344.7	137.9	206.8
Escalón 3	344.7	34.5	310.3
Escalón 4	413.7	68.9	344.7

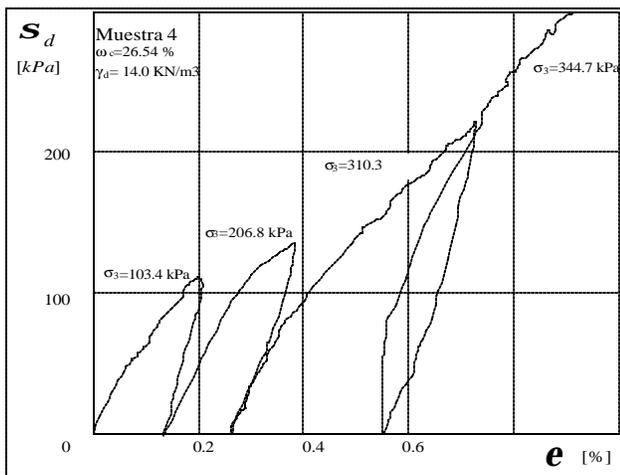


Figura V.14. Relación tensión – deformación Ensayo N°4.

En la tabla V.7 se presentan los escalones realizados en el Ensayo N°5. En la figura V.15 se presenta la curva tensión desviadora – deformación axial obtenida.

Tabla V.7. Escalones del Ensayo N°5

Ensayo 5	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	275.8	137.9	103.4
Escalón 2	344.7	137.9	206.8
Escalón 3	344.7	34.5	310.3
Escalón 4	448.2	103.9	344.7

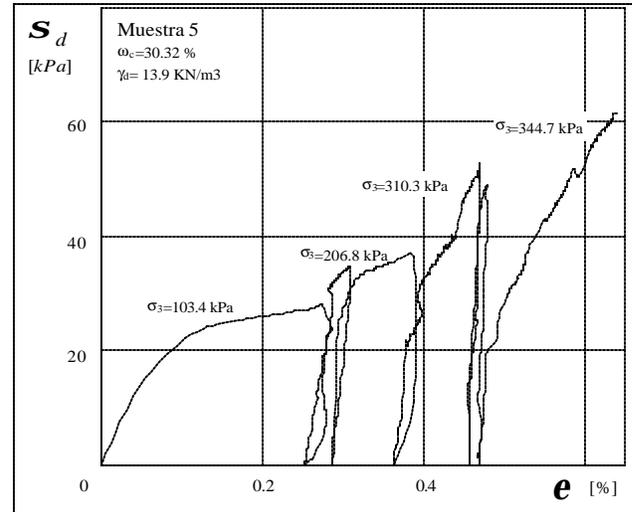


Figura V.15. Relación tensión – deformación Ensayo N°5

3.5 Módulo de Poisson

En la figura V.16 se presenta la curva deformación volumétrica – deformación axial para el ensayo N°2. Este resultado es similar al obtenido en todos los demás ensayos.

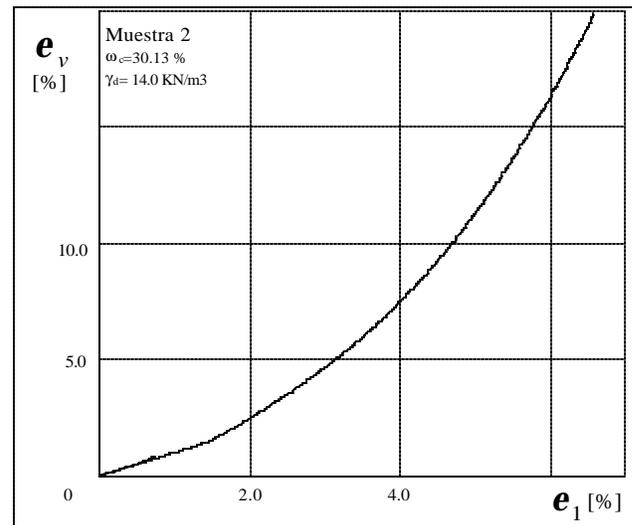


Figura V.16. Relación deformación volumétrica – axial Ensayo N°2

La pendiente inicial de la curva mostrada en la figura V.16 implica que $\varepsilon_v = \varepsilon_1$, o sea, que $\varepsilon_3 = 0$. Este resultado se juzga incorrecto e inaceptable. Se estima que puede estar debido a falta de sensibilidad de los LDTt debido principalmente a fallas en su vinculación con la base de la cámara triaxial.

VI. RESULTADOS

1 MÓDULOS DE YOUNG INFORMADOS

1.1 Definiciones

El módulo de Young secante en cualquier punto de la curva $s_d - e$ se define mediante

$$E_s = \frac{s_d}{e} \quad (\text{VI.1})$$

mientras que el módulo tangente es

$$E_t = \frac{\partial s_d}{\partial e} \quad (\text{VI.2})$$

El módulo de Young inicial es la tangente al origen de la curva del primer escalón de presión de confinamiento. Se lo puede definir como

$$E_0 = \lim_{e \rightarrow 0} E_s \quad (\text{VI.3})$$

$$E_0 = \lim_{e \rightarrow 0} E_t \quad (\text{VI.4})$$

El módulo en la descarga es la secante de la curva de descarga para todos los escalones de presión de confinamiento. En la figura VI.1 se esquematizan los distintos módulos de Young utilizados en el texto. En la figura VI.2 se muestra la medición de uno de los módulos.

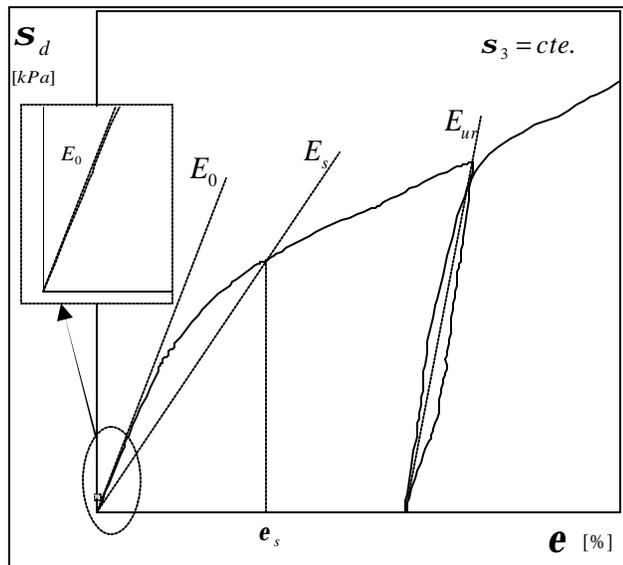


Figura VI.1. Módulos de Young inicial E_0 , secante E_s y de descarga E_{ur} .

1.2 Técnica de medición

Las mediciones tienen baja precisión cerca del origen, por lo que la medición directa del módulo de Young inicial está sujeta a un error importante. Este

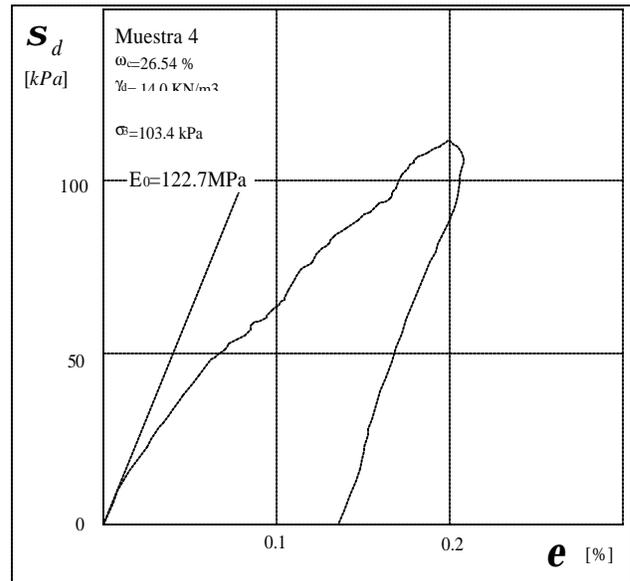


Figura VI.2. Ejemplo de determinación del módulo de Young inicial por medición directa.

inconveniente se solucionó mediante el empleo de una curva de ajuste hiperbólica (Kondner 1963) calibrada por cuadrados mínimos. La expresión es

$$s_d = \frac{e}{\frac{1}{E_0} + \frac{e}{s_{du}}} \quad (\text{VI.5})$$

donde s_{du} es la tensión última que en este caso funciona únicamente como un parámetro de ajuste. En la figura VI.3 se presenta el mismo ensayo de la figura VI.2 con un módulo inicial calibrado mediante el modelo hiperbólico. Se observa que el módulo de Young inicial así determinado es sensiblemente menor que el obtenido por medición directa, aunque en otros casos, el módulo de Young inicial determinado mediante el ajuste hiperbólico es mayor que el determinado por medición directa.

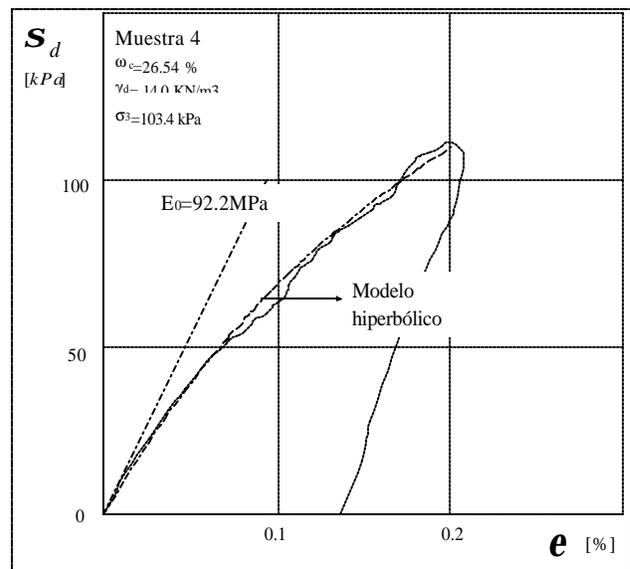


Figura VI.3. Relación tensión – deformación, determinación del módulo de Young inicial mediante el modelo hiperbólico.

En la figura VI.4 se presenta la determinación del módulo de Young inicial mediante la utilización del modelo hiperbólico en una curva con fuerte error b-cal.

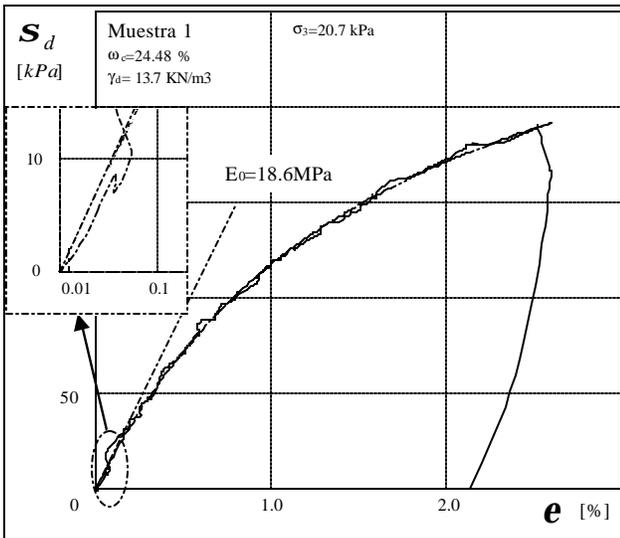


Figura VI.4. Determinación del módulo inicial a 10E-04 de deformación con el modelo hiperbólico.

2 MÓDULO DE YOUNG INICIAL

En la figura VI.5 se presenta la determinación del módulo de Young inicial para el ensayo N°1. En este caso el modelo hiperbólico aproximó bien a la curva completa.

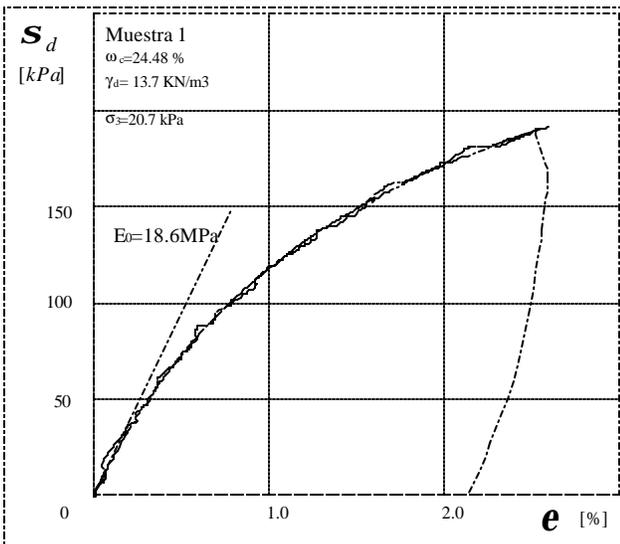


Figura VI.5. E_0 para el ensayo 1.

En la figura VI.6 se presenta la determinación del módulo Young inicial para el ensayo N°2. En la figura VI.7 se presenta la determinación del módulo Young inicial para el ensayo N°3. En la figura VI.8 se presenta la determinación del módulo Young inicial para el ensayo N°4.

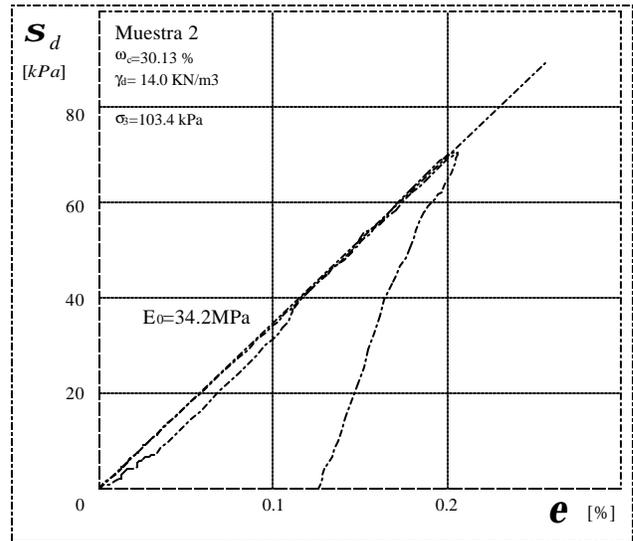


Figura VI.6. E_0 para el ensayo 2.

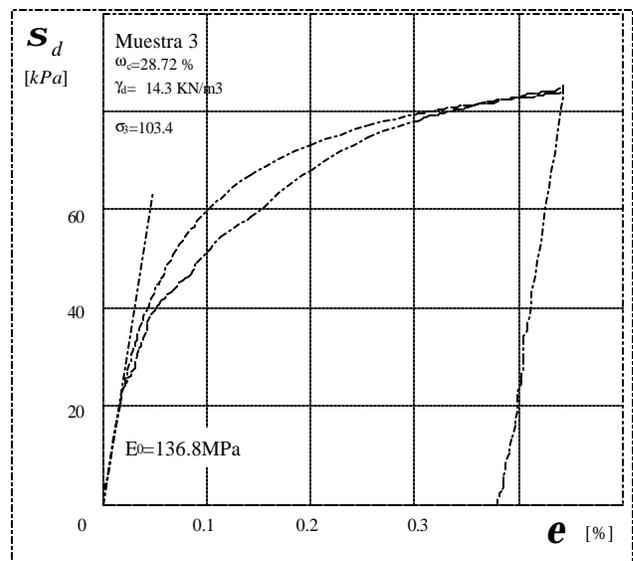


Figura VI.7. E_0 para el ensayo 3.

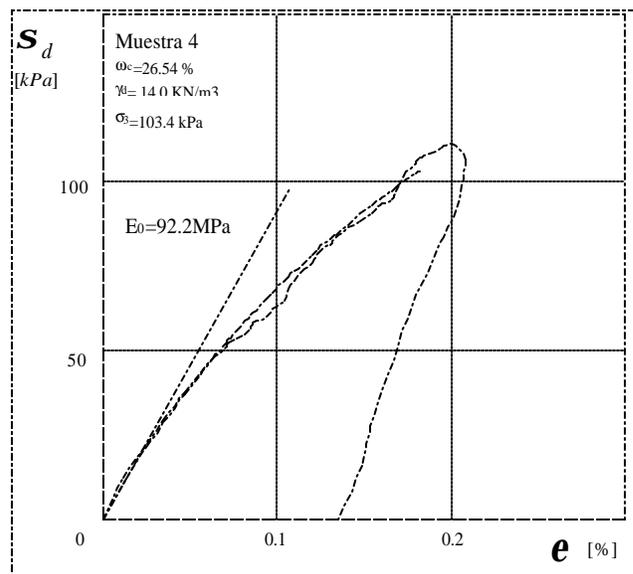


Figura VI.8. E_0 para el ensayo 4.

En la figura VI.9 se presenta la determinación del módulo Young inicial para el ensayo N°5.

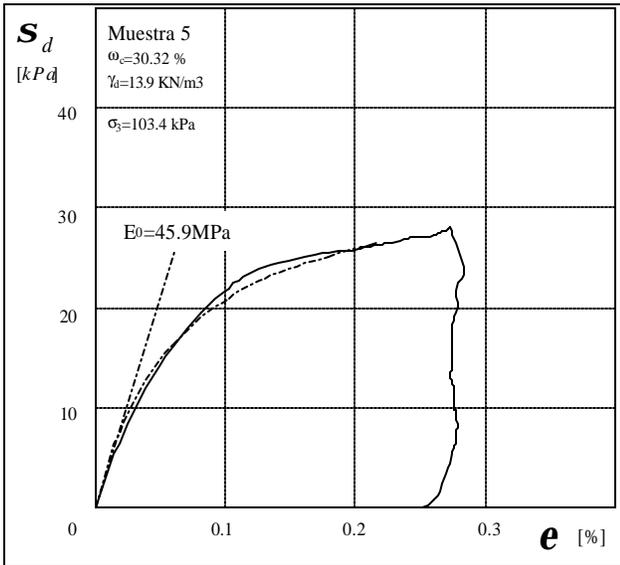


Figura VI.9. E_0 para el ensayo 5.

3 MÓDULO DE YOUNG DE DESCARGA / RECARGA

El módulo de Young en descarga / recarga se determinó por medio del trazado de una recta entre el último punto antes de la descarga y el punto de descarga total.

En las figuras VI.10 y VI.11 se presentan los módulos obtenidos para el ensayo N°1. En la figura VI.12 se presentan los módulos obtenidos para el ensayo N°2. En la figura VI.13 se presentan los módulos obtenidos para el ensayo N°3. En la figura VI.14 se presentan los módulos obtenidos para el ensayo N°4. En la figura VI.15 se presentan los módulos obtenidos para el ensayo N° 5.

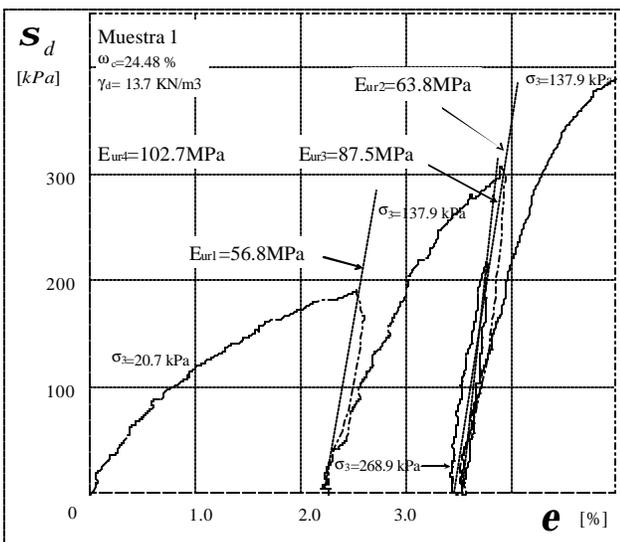


Figura VI.10. E_{ur} para el ensayo 1.

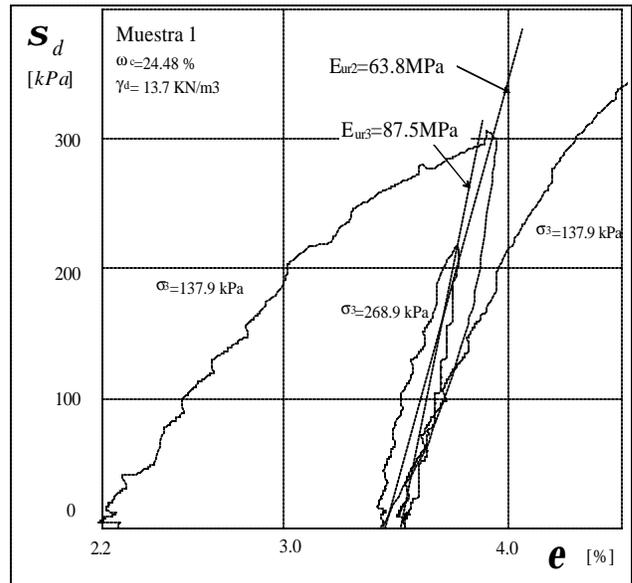


Figura VI.11. E_{ur} para el ensayo 1.

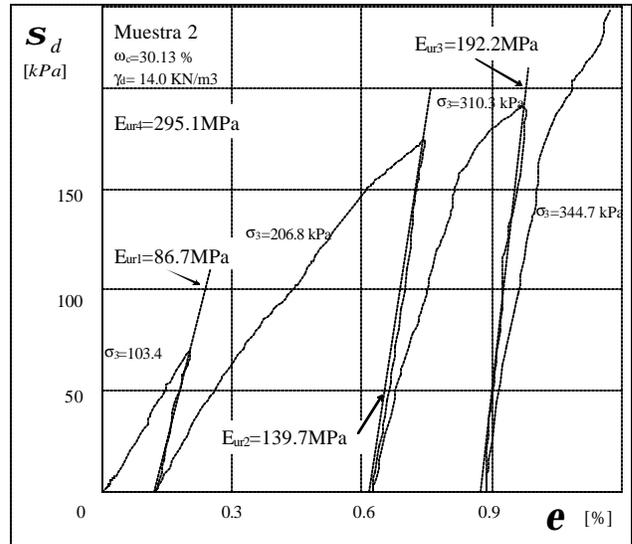


Figura VI.12. E_{ur} para el ensayo 2.

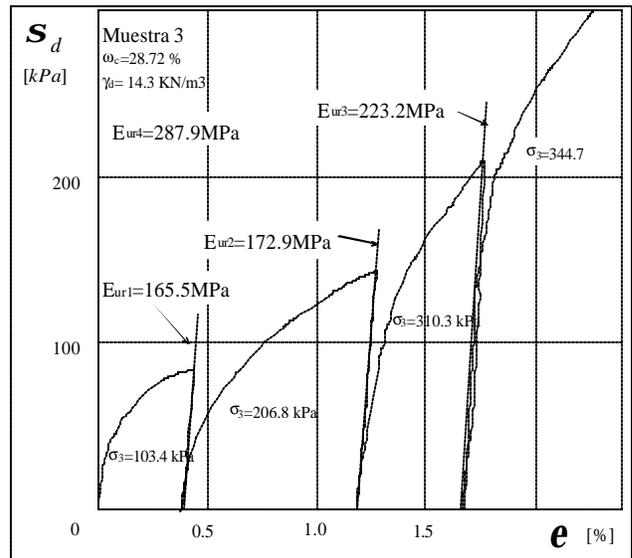


Figura VI.13. E_{ur} para el ensayo 3.

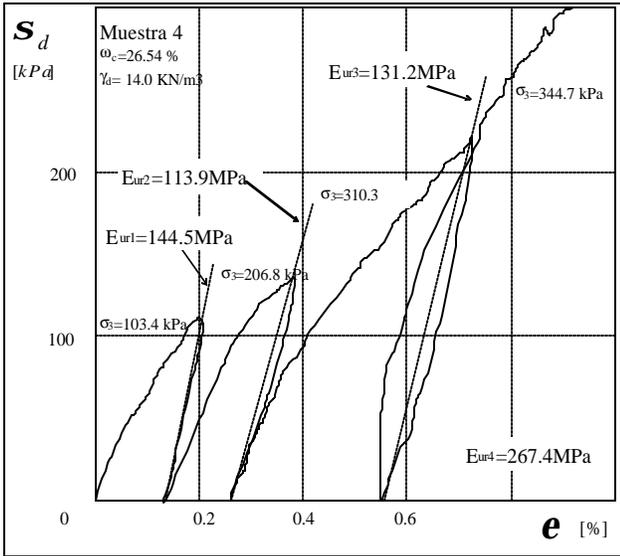


Figura VI.14. E_{ur} para el ensayo 4.

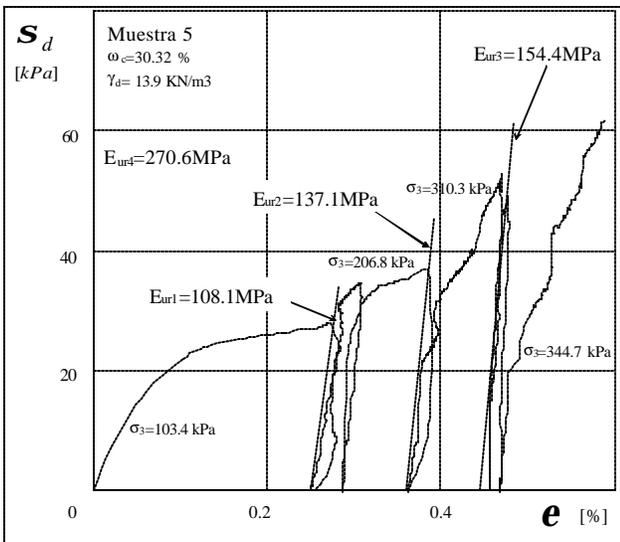


Figura VI.15. E_{ur} para el ensayo 5.

En la tabla VI.1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para todos los ensayos triaxiales.

Tabla VI.1 Módulos de Young iniciales y en descarga / recarga para todos los ensayos efectuados.

	E_0 MPa (σ_3) kPa	E_{ur1} MPa (σ_3) kPa	E_{ur2} MPa (σ_3) kPa	E_{ur3} MPa (σ_3) kPa	E_{ur4} MPa (σ_3) kPa
T1	18.63 (20.70)	56.77 (20.70)	63.85 (137.90)	87.51 (268.90)	
T2	34.24 (103.40)	86.70 (103.40)	137.65 (206.80)	192.20 (310.30)	295.14 (344.70)
T3	136.76 (103.40)	165.50 (103.40)	172.90 (206.80)	223.21 (310.30)	287.98 (344.70)
T4	92.2 (103.40)	144.50 (103.40)	113.92 (206.80)	131.17 (310.30)	267.43 (344.70)
T5	45.9 (103.40)	108.14 (103.40)	137.08 (206.80)	154.37 (310.30)	270.59 (344.70)

4 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE YOUNG CON LA PRESIÓN

En la figura VI.16 se presenta la dependencia del módulo de Young en primera carga E_0 y el módulo de Young en descarga E_{ur} en función de la presión de confinamiento para cada ensayo.

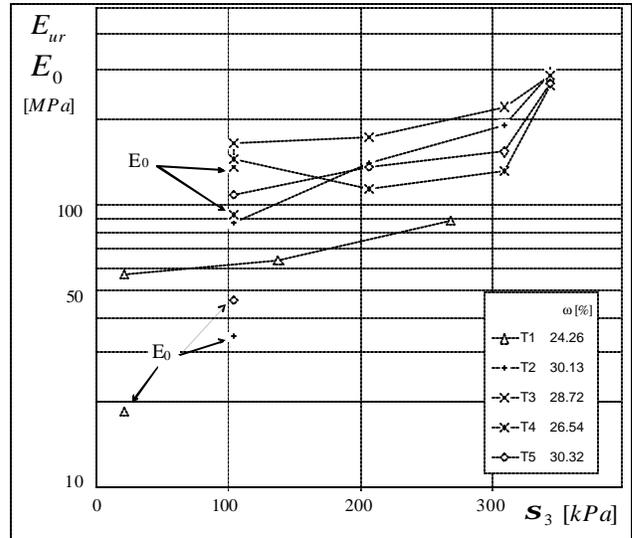


Figura VI.16. E_0 y E_{ur} en función de la presión de confinamiento.

5 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE YOUNG CON LA HUMEDAD DE COMPACTACIÓN

En la figura VI.17 se presenta la variación del módulo de Young inicial E_0 en función de la humedad de compactación, mientras que en la figura VI.18 se presenta la variación del módulo de Young de descarga/recarga E_{ur} . Se aprecia que, dentro de un cierto rango de error experimental, la rigidez máxima corresponde aproximadamente a la humedad óptima.

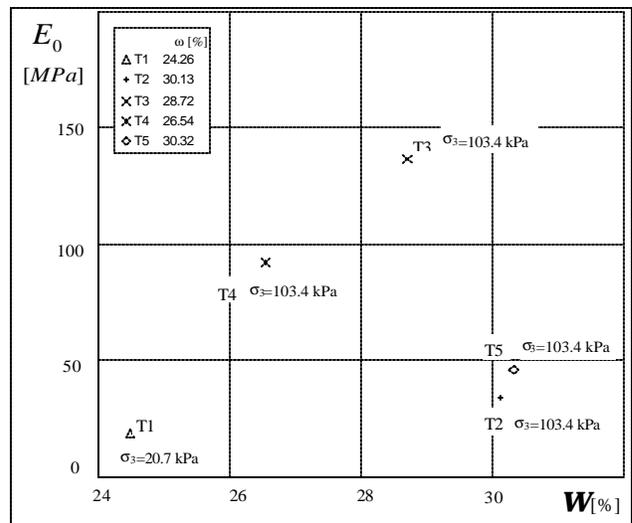


Figura VI.17. Módulo de Young inicial en función de la humedad de compactación.

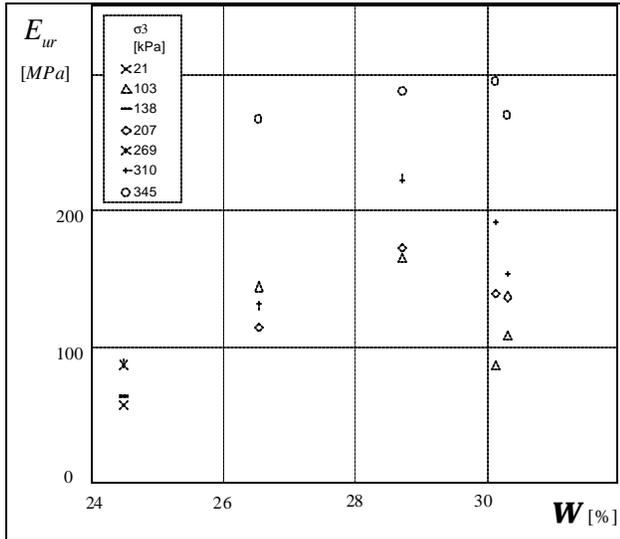


Figura VI.18. Módulo de Young en descarga / recarga en función de la humedad de compactación.

6 ECUACIÓN DE AJUSTE

La dependencia del módulo de Young en primera carga E_0 con la presión y la humedad de compactación puede aproximarse mediante una parábola de segundo grado con eje en la humedad óptima. La expresión elegida es

$$E_0 = E_0^{ref} \left(1 - a_0 \left(\frac{w_{opt} - w}{w_{opt}} \right)^2 \right) \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{m_0} p_{ref} \quad (VI.6)$$

donde E_0^{ref} , a_0 y m_0 son parámetros de ajuste.

Los módulos de Young en descarga-recarga E_{ur} pueden aproximarse con

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(1 - a_{ur} \left(\frac{w_{opt} - w}{w_{opt}} \right)^2 \right) \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{m_{ur}} p_{ref} \quad (VI.7)$$

donde E_{ur}^{ref} , a_{ur} y m_{ur} son otros parámetros de ajuste. Se aprecia que, dentro del error experimental del método, es posible asumir que $m_0 = m_{ur} = m$ y $a_0 = a_{ur} = a$. Los valores que mejor ajustan los resultados experimentales obtenidos son

$$\begin{aligned} E_0^{ref} &= 0.97 MPa & E_{ur}^{ref} &= 1.23 MPa \\ a &= 42 & m &= 0.69 \end{aligned} \quad (VI.8)$$

Si se acepta que las expresiones (VI.6) y (VI.7) con los parámetros dados por (VI.8) son válidas en el rango $w_{opt} \pm 5\%$ habitualmente aceptado para la compactación de suelos, puede estimarse que los módulos de Young en primera carga y en descarga/recarga tienen una variación dentro de ese rango de

$$\frac{\Delta E}{E} = 1 - a \left(\frac{w_{opt} - w}{w_{opt}} \right)^2 = 1 - 42 (0.05)^2 \approx 10\% \quad (VI.9)$$

Debe tenerse en cuenta que en todos los ensayos efectuados se utilizó una energía de compactación del 100% de Proctor Standard. No se efectuaron ensayos con probetas compactadas con otras energías de compactación. Las curvas se presentan en la figura VI.19.

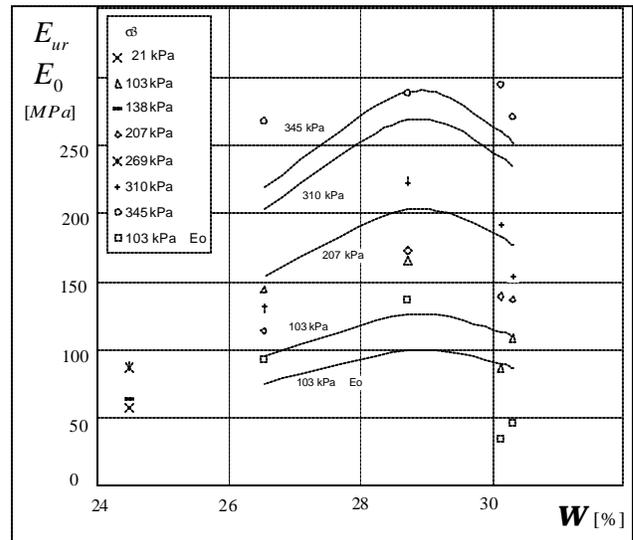


Figura VI.19. Relación tensión – deformación, determinación del módulo de Young inicial.

Debido a que se eligió un mismo conjunto de parámetros a y m para las ecuaciones (VI.6) y (VI.7), la relación entre E_0 y E_{ur} es constante e igual a

$$\frac{E_{ur}}{E_0} = \frac{E_{ur}^{ref}}{E_0^{ref}} = 1.26 \quad (VI.10)$$

El resultado teórico es $E_{ur} / E_0 = 1.0$, por lo que la relación mostrada en (VI.10) refleja errores experimentales y el hecho de que E_0 no es una medición directa sino que fue extrapolado a partir del modelo hiperbólico. Por otra parte, la definición de E_{ur} como módulo secante entre el inicio de la descarga y la descarga total produce un módulo más bajo que el más alto que puede ser definido. Este es el que corresponde a la tangente inicial de la rama de descarga de la curva $\sigma - \epsilon$

$$E_{ur}^{max} = \left. \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} \right|_{lr^+} \quad (VI.11)$$

donde el símbolo lr^+ indica que la derivada se toma a la derecha del punto de inversión de carga

7 CURVA DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE YOUNG SECANTE

En la figura VI.20 se presenta la curva de reducción del módulo secante E_s normalizada por y el módulo en descarga E_{ur} en función de la deformación axial para cada presión de confinamiento.

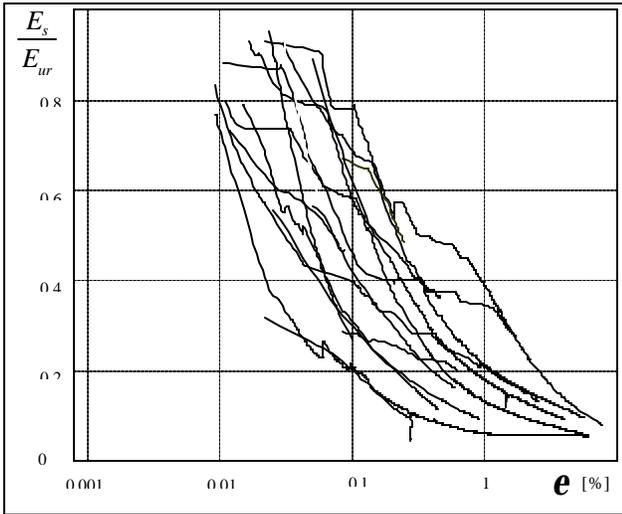


Figura VI.20. Relación módulo secante-descarga en función de la deformación axial.

En la figura VI.21 se presenta la curva de reducción del módulo secante E_s normalizada por E_{ur} en función de la tensión desviadora s_d normalizada por s_{du} para cada presión de confinamiento.

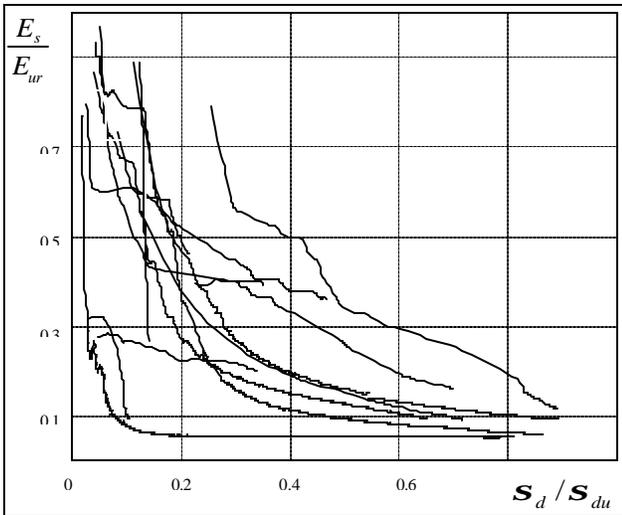


Figura VI.21. Relación módulo secante-descarga en función de la deformación axial.

La figura VI.21 es particularmente interesante porque permite apreciar hasta qué punto las curvas experimentales se ajustan a la curva hiperbólica dada por la ecuación VI.5. En efecto, si el ajuste fuera perfecto y no hubiera error experimental, todas las curvas estarían superpuestas en una única línea recta entre los puntos $E_s/E_{ur} = 1$ y $s_d/s_{du} = 1$.

8 COMPARACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG DE SUELOS COMPACTADOS Y DE SUELOS INALTERADOS

En la figura VI.22 se presentan los resultados de ensayos realizados en muestras inalteradas por Quaglia

(2008) como parte de su trabajo de tesis. En la misma figura se incluyeron los módulos obtenidos en este trabajo.

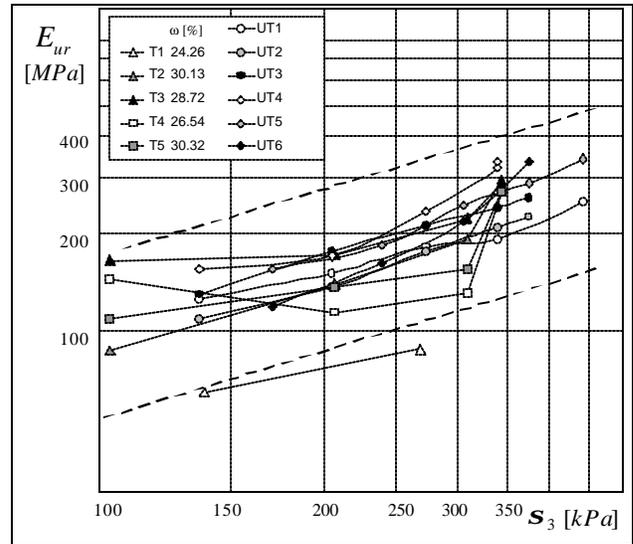


Figura VI.22. Relación tensión – deformación, determinación del módulo de Young inicial.

Puede observarse que los módulos correspondientes a suelos compactados y los correspondientes a suelos inalterados tienen una dependencia similar respecto de la presión de confinamiento.

La dispersión natural que presentan los módulos de Young en descarga de los suelos inalterados está aproximadamente dentro del rango abarcado por los suelos compactados en el rango $w_{opt} \pm 5\%$.

VII. CONCLUSIONES

El objetivo principal de este trabajo es medir el módulo de Young en muestras compactadas de suelo perteneciente a la Formación Pampeano, y buscar una correlación con la humedad de compactación y la presión de confinamiento.

Durante el desarrollo de este trabajo se realizaron una serie de ensayos triaxiales drenados en los cuales se logró medir el módulo de Young inicial en primera carga y módulos en descarga para distintos valores de presión de confinamiento.

Para medir las deformaciones axiales se fabricaron dos instrumentos de medición local axial (LDTs) y para medir las radiales se fabricaron tres LDTs radiales. Mediante su utilización se obtuvieron lecturas localizadas de deformaciones en las que se eliminó el error introducido en los extremos de la muestra. Con una celda de carga ubicada en el interior de la cámara triaxial se captaron los esfuerzos desviados.

Previo a la realización de los ensayos triaxiales el instrumental fue calibrado. Se obtuvieron curvas aproximadamente lineales y elásticas dentro del rango 5mm x 2µm para los LDTs y 4.5mm x 2µm para los LDT_r.

Durante la etapa de calibración se realizó un ensayo triaxial de prueba en el cual se obtuvieron lecturas localizadas y lecturas externas a la cámara triaxial. La rigidez obtenida con la lectura localizada resultó aproximadamente el doble, justificando el uso de instrumentación local.

El suelo ensayado es un limo de baja plasticidad, con límite líquido 45.5 e índice de plasticidad de 9.5.

Se realizaron ensayos de aptitud de los cuales se concluyó que el suelo seleccionado cumple con los requerimientos mínimos para ser utilizado como material de construcción de terraplenes, rellenos, etcétera.

A partir de varios ensayos Proctor Standard, observando la susceptibilidad de las curvas de compactación, se seleccionó la curva que mejor ajusta. La humedad óptima es 28.7% y el peso unitario seco 14.3kN/m³. Con la curva elegida se seleccionaron las muestras a ensayar.

Se prepararon 5 muestras, una con la humedad óptima de compactación, dos muestras con humedades por debajo y dos por encima de la humedad óptima.

Las muestras se saturaron y ensayaron a compresión triaxial.

A medida que se ejecutaron los ensayos triaxiales algunos de los LDTs fallaron, obligando a realizar constantemente calibraciones y chequeos, e inclusive fabricación de nuevos LDTs. El problema más frecuente encontrado fue el corrimiento de la lectura inicial luego de un ciclo de carga y descarga, y el continuo cambio de la constante de calibración. Estas fallas se son atribuidas a la antigüedad de los SG.

En el caso particular de los LDT_r durante los primeros escalones de carga el instrumento no detectó la deformación radial, dando como resultado una curva deformación volumétrica-axial inconsistente. Por esta razón los resultados obtenidos fueron descartados.

Como las mediciones iniciales de tensión-deformación próximas al origen tienen baja precisión, se aproximaron las curvas de primera carga con el modelo hiperbólico. Los módulos de descarga se obtuvieron como la secante de las curvas de descarga.

El módulo de Young se relaciono con la humedad de compactación y la presión de confinamiento. Se verificó que en términos generales la rigidez de un suelo compactado crece con la presión media y con el peso unitario seco.

A medida que se aumentó la humedad de compactación el módulo de Young se incrementó hasta llegar a un valor máximo aproximadamente coincidente con la humedad óptima, luego del cual comenzó a disminuir. Esto ocurrió con el módulo de Young inicial y con el módulo de descarga.

Este comportamiento fue aproximado mediante una curva de ajuste parabólica. Esta curva permite estimar el módulo de Young para cualquier humedad dentro de un rango de $\pm 5\%$ de la humedad óptima y cualquier presión de confinamiento dentro del rango 100-350kPa.

En la comparación de los resultados obtenidos en el presente trabajo con los obtenidos en muestras inalteradas se observó que el módulo de descarga varía con la presión de confinamiento con la misma tendencia y, aproximadamente, dentro del mismo rango de valores.

Para humedades por debajo y por encima de la óptima, para un mismo γ_d la experiencia indica que el módulo de Young es mayor para la rama seca. Los resultados obtenidos no permiten realizar una afirmación conclusiva al respecto, ya que para bajas presiones de confinamiento la relación citada se verifica pero para mayores presiones la relación se invierte. Se considera que es necesario realizar más ensayos para arribar a una conclusión más firme sobre este punto.

Los módulos de Young iniciales obtenidos se encuentran en el rango de 20-140 MPa, mientras que los de descarga – recarga en el rango 60-300 MPa.

En resumen, en este trabajo se buscó una expresión que correlacione el módulo de Young con la presión de confinamiento y la humedad de compactación, para muestras compactadas con energía de compactación de Proctor Standard.

Aun cumpliendo los objetivos propuestos, las relaciones arribadas tienen limitaciones, por lo que se recomienda ampliarlas con la realización de ensayos con diferentes energías de compactación, con un diseño perfeccionado del instrumental para medir deformaciones radiales que permita obtener el módulo de Poisson.

REFERENCIAS

- Bishop, A. y Henkel, D. (1957). "The measurement of soil properties in the triaxial test", Edward Arnold, 2° ed., 227p.
- Bolognesi, A. (1975). "Compresibilidad de los suelos Formación Pampeano", V PCSMFE, Buenos Aires, V, 255-302.
- Bolognesi, A. y Moretto, O. (1957). "Properties and behavior of silty soils originated from loess formations", IV ICSMFE, England, I, 9-12.
- Dasari, G., Bolton, M. y Ng, C. (1995). "Small strain measurement using modified LDTs", Report CUED/D-SOILS/TR275, Geotech. Group, Cambridge Univ.
- Fidalgo, F., De Francesco, F. y Pascual, R. (1975). "Geología superficial de la llanura Bonaerense", VI Congreso Geológico Argentino, 110 - 147.
- González Bonorino, F. (1965). "Mineralogía de las fracciones arcilla y limo del Pampeano en el área de la Ciudad de Buenos Aires y su significado estratigráfico y sedimentológico". Rev. Asoc. Geol. Arg., XX, 1, 67-148.
- Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y. y Sato, T. (1991). "A simple gauge for local small strain meas. in laboratory", Soils and Foundations 31, 1, 169-180.
- Holtz, R. y Kovacs, D. (1981). "An introduction to geotechnical engineering", Prentice-Hall, 733p.
- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1974) "Mecánica de suelos", 3° ed., Limusa, 642p.
- Konder, R. (1963). "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil", JSMFD, ASCE, 89, 1, 115-143.
- Moretto, O., Bolognesi, A., López, A. y Nuñez, E., (1963). "Propiedades y comportamiento de un suelo limoso de baja plasticidad", II PCSMFE, Brasil, II, 134-146.
- Nobumasa, U., Knonsuke, N., Makoto, N. y Tamotsu, M. (2003). "Development and Applicability of Compaction Control Technique for Embankment Using Apparent Resistivity", XIII Int. Offshore Polar Eng. Conf., 550-554.
- Núñez, E. (1986a). "Panel Report: Geotechnical conditions in Buenos Aires City", V Int. Conf. IAEG, 2623-2630.
- Núñez, E. (1986b) "Comportamiento Mecánico de Suelos Loésicos". Memorias del simposio Arg de Mec. De Suelos, Sociedad Argentina de Mecánica de suelos
- Núñez, E. y Vardé, O. (1974). "Curso de Mecánica de Suelos", Centro Argentino de Ingenieros, 334p.
- Núñez, E. y Mucucci, C. (1986). "Cemented preconsolidated soils as very weak rocks", V Conf. IAEG, 403-410.
- Quaglia, G. (2008). "Cohesión efectiva del Pampeano medio", Tesis de grado, LMS, FIUBA.
- Rico Rodríguez, A. y Del Castillo, A. (1974). "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", Limusa, 559p.
- Rinaldi, V. y Cuestas, G. (2002). "Ohmic Conductivity of a Compacted Silty Clay", JGGE ASCE, 128, 10, 824-835.
- Rocca, R., Redolfi, E. y Terzariol, R., (2006). "Características geotécnicas de los loess de Argentina", Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6, 2, 149-165.
- Sfriso, A. (2006). "Algunos procedimientos constructivos para la ejecución de túneles urbanos", XIII CAMSIG, San Juan.
- Sfriso, A. (2007). "Procedimiento Constructivo de la Estación Corrientes del Subterráneo de Buenos Aires, Argentina". VI COCHIGE, 124-132.
- Sfriso, A., Sagüés, P., Quaglia, G., Quintela, M. y Ledesma, O. (2008). "Small-strain stiffness of the Pampeano Formation", IV Int. Symp. Def. Charact. Geoms. en prensa.
- Tatsuoka, F. y Shibuya, S. (1991), "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests", Keynote Lecture for Session No.1, *Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on SMFE*, Bangkok, II, 101-170.
- Terzaghi, K. y Peck, R. (1973) "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Traducción O. Moretto, Ed. El Ateneo, 722p.

ANEXOS



PROYECTO DE TESIS: CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOESS PAMPEANO COMPACTADO.

INFORME DE AVANCE I.

Patricia A. Sagüés

INTRODUCCIÓN

Durante el primer cuatrimestre de 2006 cursé una materia electiva llamada “Laboratorio de Mecánica de Suelos”, mediante un intercambio académico, en la *Universidad Estadual de Campinas*.

Durante ese curso ejecuté numerosos ensayos de Mecánica de Suelos, lo que me motivó para desarrollar una Tesis de Grado en el área Geotecnia. Entonces contacté al Ing. Alejo Sfriso, Profesor de Mecánica de Suelos de la FIUBA, quien aceptó dirigir la tesis y me encargó las primeras actividades a desarrollar en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del LAME.

OBJETIVOS

El objetivo de la tesis es relacionar propiedades mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, modulo de deformación) con la densidad seca, la humedad y la energía de compactación en el Loess Pampeano re-compactado.

MÉTODO Y ALCANCE

Se ejecutarán ensayos triaxiales drenados y no drenados, ensayos de consolidación unidimensional y otros ensayos de laboratorio sobre muestras compactadas en la humedad óptima para tres energías de compactación. El procedimiento de preparación de muestrs y compactación seguirá la norma ASTM 0698-00.

ACONDICIONAMIENTO DE LA CÁMARA TRIAXIAL DE 100 mm

El laboratorio cuenta con una prensa de carga de accionamiento mecánico a tornillo Wykeham Farrance de 25 KN de capacidad, con caja de velocidades mecánica de 48 posiciones.

Hay dos cámaras triaxiales: una cámara chica, apta para muestras hasta 38 mm de diámetro por 150 mm de altura, y una cámara más grande, apta para muestras de 101 mm de diámetro por 200 mm de altura.

El equipamiento se encuentra en buen estado, con relativamente poco uso, pero está desprovisto de elementos complementarios que son indispensables para su funcionamiento. Como ejemplo, el compresor de aire que suministra la presión de cámara es un cilindro accionado a pedal.

Debido a esta situación, se planteó como primer objetivo del trabajo de tesis la adecuación, modernización y puesta en marcha de la prensa para ensayos triaxiales. En este informe de avance se presenta el estado de situación al 31 de Mayo de 2007.



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

Durante el segundo cuatrimestre del 2006 se realizaron los primeros trabajos sobre la prensa, las cámaras y los instrumentos complementarios. Se realizó la verificación del estado de la prensa (Imagen 1 a), se reemplazó su llave de mando (Imagen 1 b), y se inspeccionó y efectuó mantenimiento sobre la caja de velocidades (Imagen 1 c).



Imagen 1, prensa/pórtico con cámara triaxial chica y detalles.

Durante Febrero del 2007 se ejecutó el proyecto de adecuación de la cámara triaxial grande (Imagen 2a). El proyecto incluye la digitalización total de la toma de datos, la medición local de desplazamiento, la instalación de acelerómetros en el cabezal superior y la fabricación de algunos elementos complementarios faltantes para los ensayos propuestos. Las tareas comenzaron el 12 de marzo.

La carga era medida mediante un aro dinamométrico ubicado fuera de la cámara, lo que introducía errores de medición debido a la fricción entre pistón y buje. Para eliminar esta fuente de error se proyectó la colocación de una celda de carga

dentro de la cámara. Se seleccionó, especificó, adquirió e instaló una celda miniatura de 10 KN de capacidad máxima y precisión 10 N (Imagen 2b).

Se fabricó un nuevo cabezal superior de acrílico (Imagen 2c), con conexiones intercambiables que permiten ejecutar ensayos de compresión y extensión triaxial. En la base de la cámara se colocaron tres patas para separarla del plano de apoyo y permitir la salida de cables y conducciones por la base. La cámara con su celda instalada se aprecia en la Imagen 3.



Imagen 2, cámara triaxial grande y celda de carga.



Imagen 3, cámara triaxial con celda de carga y conexiones de salida.

La medición de deformaciones axiales y circunferenciales se realizará con *clip gages*, constituidos por flejes de acero templado que tiene adherido medio puente de Wheatstone formado por dos *strain gages*.

La conexión de los *clip gages* con los equipos de medición se ejecuta mediante una bornera instalada en la base de la cámara (Imagen 4). También se practicó un orificio para paso de cables *Microdot*, pertenecientes a los acelerómetros que se colocarán en el cabezal superior de la muestra.

Con las modificaciones realizadas se dispone de una cámara triaxial que tiene las siguientes características:

- Medición local de desplazamientos.
- Medición digital de carga con celda interior.
- Acelerómetro en cabeza de muestra.

La cámara está completa, por lo que el 1 de Junio de 2007 comienzan los ensayos del programa experimental del Proyecto de Tesis. Se invirtieron 180 horas de la tesista y unas 40 horas del profesor.

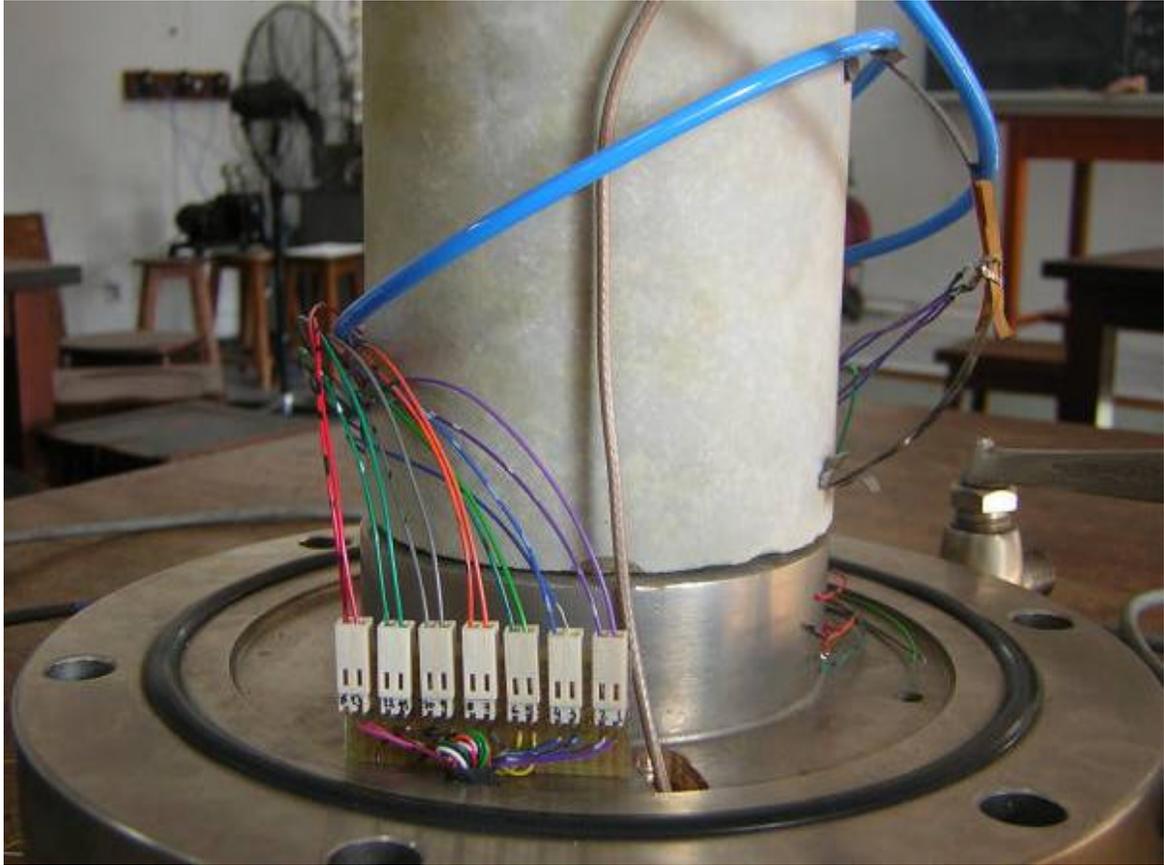


Imagen 4, bornera para *clip gages* y orificio con cable *Microdot* pasante.



PROYECTO DE TESIS: CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOESS PAMPEANO COMPACTADO

INFORME DE AVANCE II

Patricia A. Sagüés

INTRODUCCIÓN

Se presenta el resumen de actividades efectuadas entre el 1° de Junio y el 1° de Septiembre de 2007 del programa de trabajo de la Tesis de Grado “Caracterización mecánica de Loess Pampeano compactado”.

En este período se efectuó la fabricación y calibración del instrumental de medición de desplazamientos, se calibró la celda de carga, se detectaron y repararon fallas en la cámara triaxial y en los sistemas de adquisición de datos y se efectuó el primer ensayo de prueba.

FABRICACIÓN Y CALIBRACIÓN DE INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Desplazamientos longitudinales

Los desplazamientos longitudinales se medirán mediante LDT's (local deformation transducers) fabricados en el laboratorio como parte del programa de tesis (Goto 1991). Los LDT's son flejes de espesor controlado y comportamiento elástico que tienen adherido un puente de Wheatstone, de manera que la deformación por flexión elástica del fleje se traduce en una lectura eléctrica en el puente. En la figura 1 se muestra un esquema de un LDT.

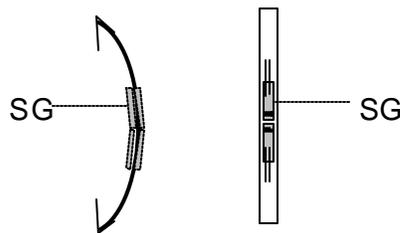


Imagen 1, corte y vista de un LDT.

Los flejes se fabricaron con sierras de acero de 5.8 mm de ancho, 90 mm de largo y 0.6 mm de espesor, rectificadas en laboratorio hasta un espesor de 0.35 ± 0.05 mm.

Los strain gauges se pegaron a los flejes mediante adhesivo cianoacrilato, dos por cara, por lo que cada fleje tiene un puente completo, lo que mejora la estabilidad y precisión de las lecturas (Dasari 1995). Todo el conjunto fue protegido mediante una vaina plástica termocontraíble. En la imagen 2 se aprecia un LDT completo antes de la colocación de la vaina.



Imagen 2. Vista de un LDT.

La deformación longitudinal de la muestra de suelo se mide con dos LDT vinculados a la membrana a través de dos apoyos metálicos que se adhieren con cianoacrilato. En lo sucesivo, a los LDT utilizados para la medición de deformación longitudinal se los denominará LDT_L . En la imagen 3 se aprecia la vista frontal y transversal de una muestra con un LDT_L instalado.

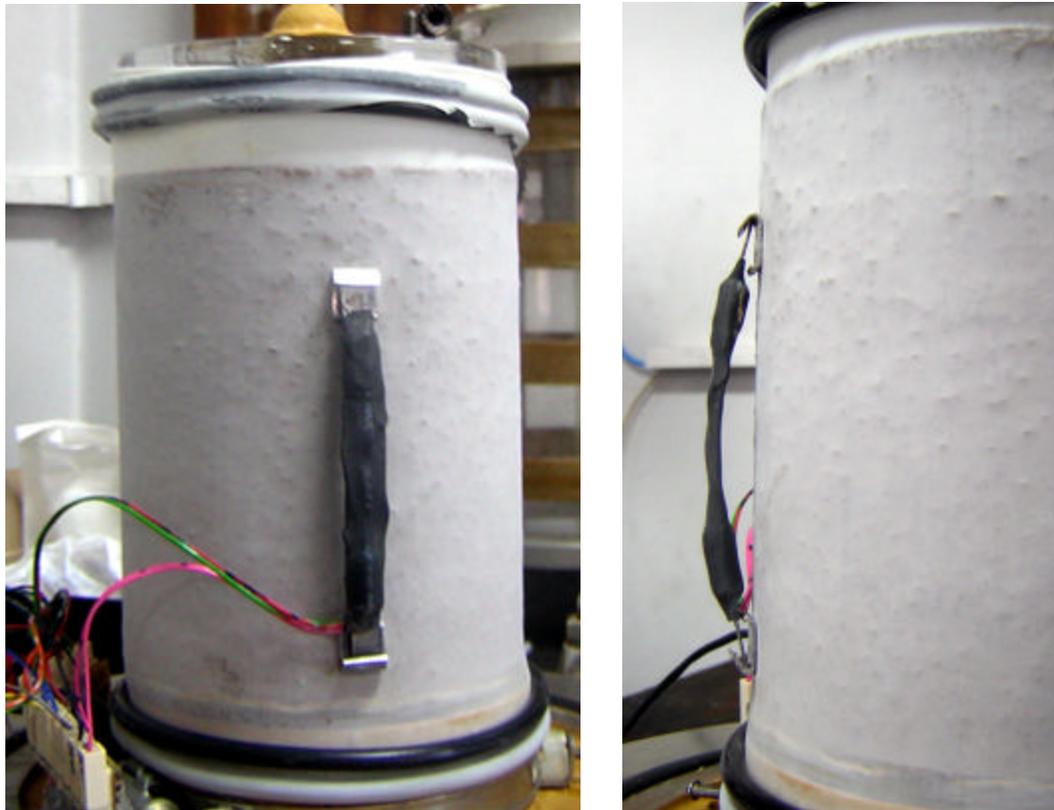


Imagen 3, Vista lateral y frontal de un LDT_L .

La calibración de los LDT_L se efectuó con un micrómetro manual y un dispositivo de lectura de puentes de Wheatstone VISHAT P-3500. En la imagen 4 se presentan las curvas de calibración de los dos LDT_L seleccionados para iniciar la serie de ensayos.

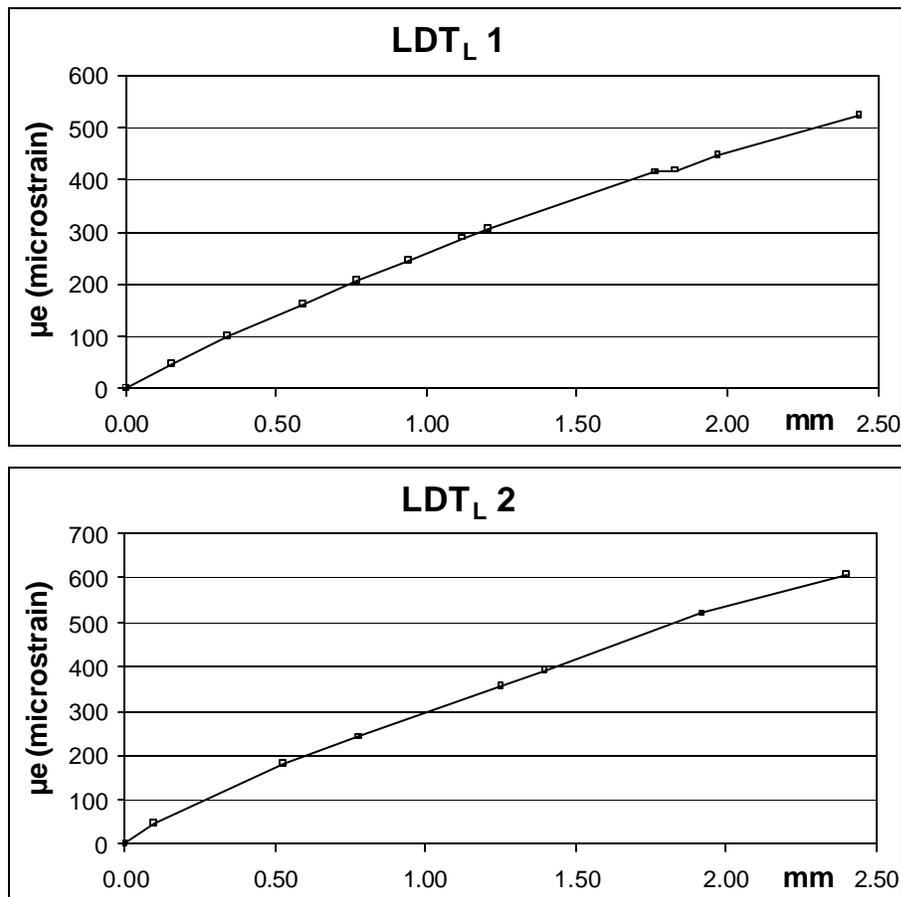


Imagen 4. Curvas de calibración de los LDT_L.

En un ensayo de prueba y calibración de la cámara se midió la deformación de una muestra de suelo compactada con los dos LDT_L instalados. En la imagen 5 se presenta la diferencia de lectura entre ambos instrumentos.

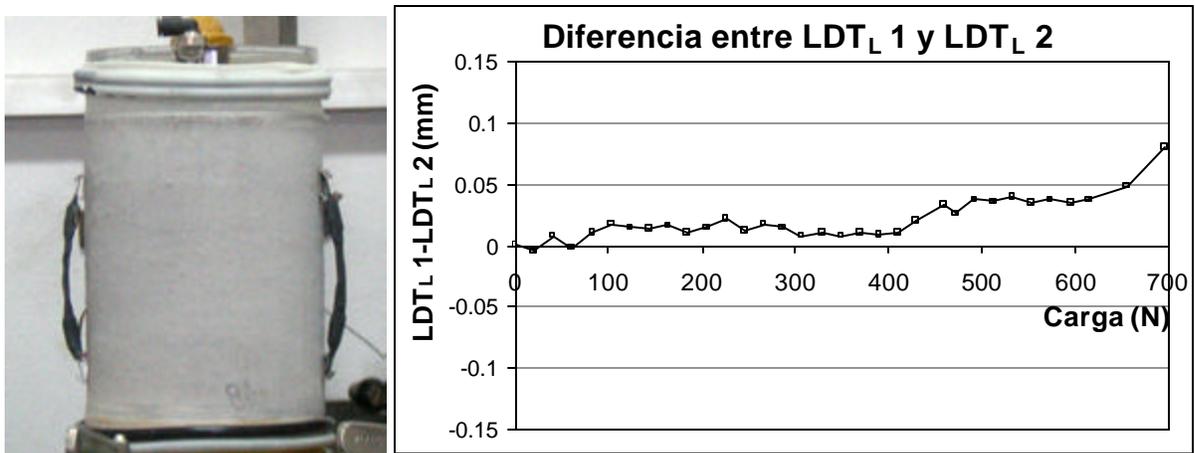


Imagen 5, diferencia entre ambos instrumentos.



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

Desplazamientos transversales

Para poder medir la variación de volumen durante el ensayo se desarrolló un instrumento que mide la deformación transversal de la muestra de suelo. Este instrumento tiene el mismo principio de funcionamiento que el LDT_L por lo que se lo denomina LDT_T .

Funciona como una ménsula removible empotrada en la base de la cámara. El contacto entre la ménsula y la muestra se materializa mediante un separador adherido a la membrana. La deformación radial de la muestra impone una deformación por flexión del instrumento, que se traduce en una lectura en el puente de Wheatstone.

Los flejes se fabricaron con sierras de acero de 5.8 mm de ancho, 100 mm de largo y 0.6 mm de espesor, rectificadas en laboratorio hasta un espesor de 0.5 ± 0.05 mm. En la imagen 6 se muestra el esquema de un LDT_T , mientras que en la imagen 7 se muestra un LDT_T instalado.

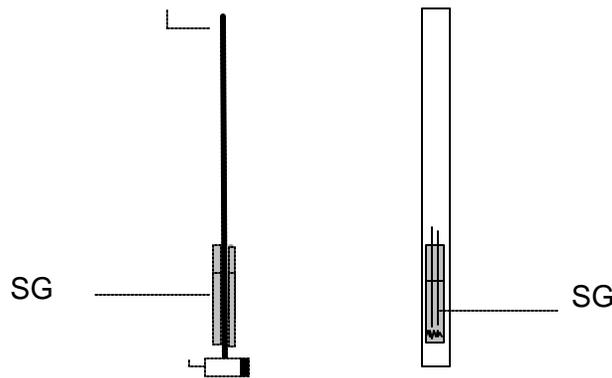


Imagen 6, corte y vista de un LDT_T .



Imagen 7, LDT_T instalado.



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

La calibración de los LDT_T se efectuó con el mismo micrómetro manual y dispositivo de lectura utilizado para los LDT_L . Se dispuso la utilización de tres LDT_T ubicados a 120° . El separador de contacto entre LDT_T y muestra se ubica en la mitad de la altura de la muestra. En la imagen 8 se presentan las curvas de calibración de los tres LDT_T seleccionados para iniciar la serie de ensayos.

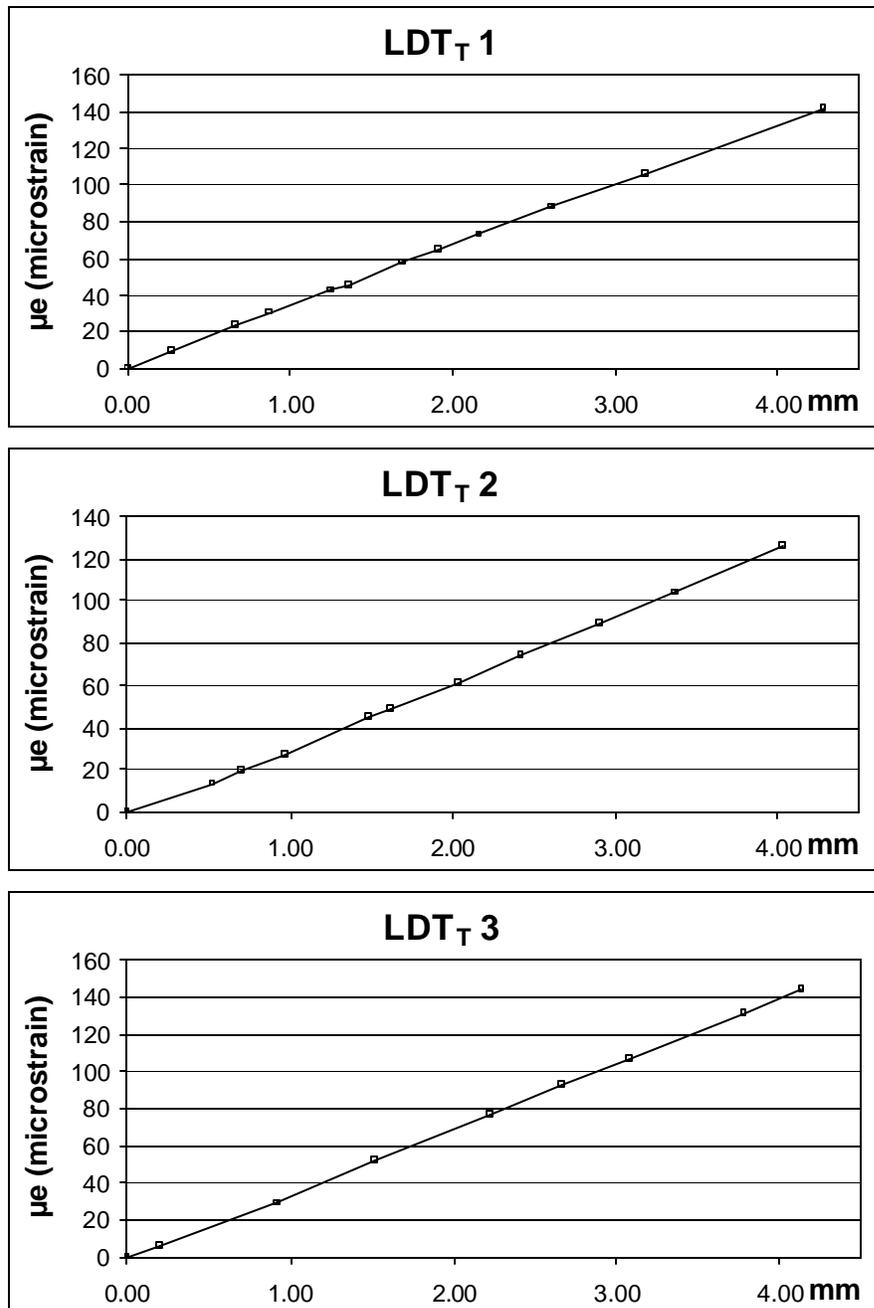


Imagen 8. Calibración de los LDT_T .



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Laboratorio de Materiales y Estructuras
Departamentos de Estabilidad y Construcciones
Facultad de Ingeniería – UBA

En un ensayo de prueba y calibración de la cámara se midió la deformación de una muestra de suelo compactada con los tres LDT_T instalados. En la imagen 9 se presenta la lectura de los tres instrumentos.

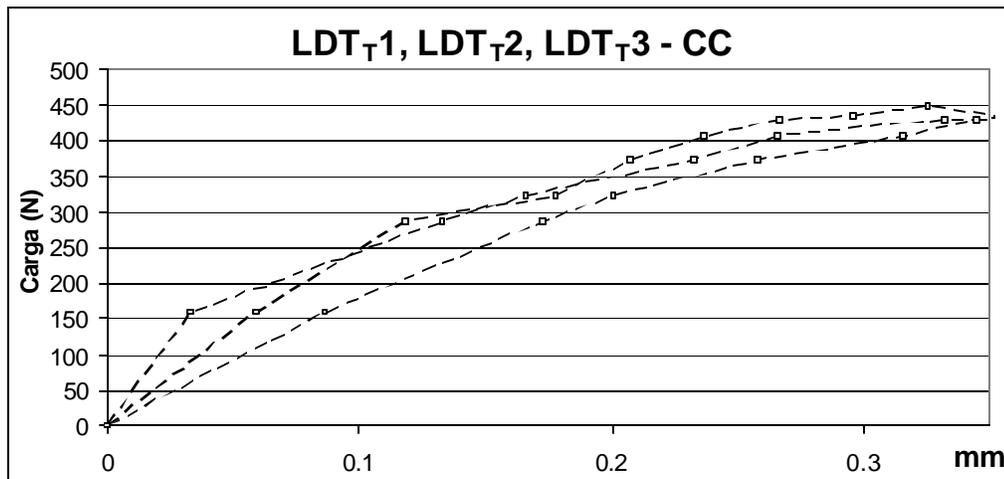


Imagen 9. Funcionamiento de tres LDT_T en un ensayo de prueba.

CALIBRACIÓN DE LA CELDA DE CARGA

La celda de carga fue calibrada en un banco edométrico mediante pesas y contrastada con el aro dinamométrico testigo, disponible en el Laboratorio de Suelos. En la imagen 10 se presenta la curva de calibración de la celda, mientras que en la imagen 11 se presenta la diferencia de lectura entre celda interior y aro exterior para el ensayo de prueba. Esta diferencia, del orden de 5 N, se atribuye a errores en los instrumentos y a la fricción en el pistón.

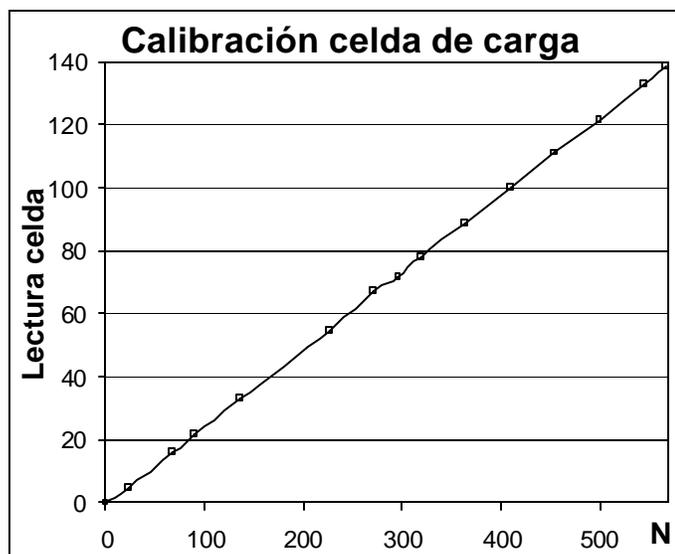


Imagen 10. Calibración de la celda de carga

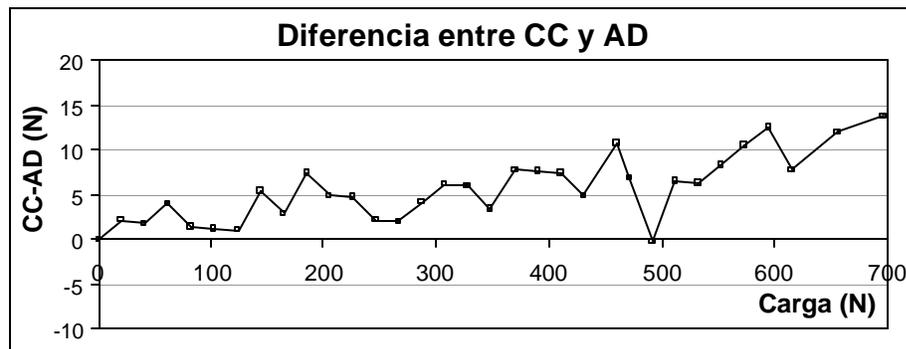


Imagen 11. Diferencia de lectura entre celda de carga (CC) y aro dinamométrico (AD) para un ensayo de prueba.

REPARACIÓN DE LA CÁMARA TRIAXIAL

Durante las pruebas iniciales se observó la existencia de pérdidas por vinculación entre la presión de cámara y la muestra de suelo. Se descubrió que la falla se encontraba en la base de la cámara. Ésta está construida con bronce moldeado y presenta poros. Para solucionar este inconveniente se recurrió a la aplicación de una pintura epoxi que recubre totalmente la base de la muestra. En la imagen 12 se aprecia la base de la cámara pintada.



Imagen 12, base con pintura epoxi.

ENSAYO DE PRUEBA

En el primer ensayo de prueba que se completó con éxito se efectuaron mediciones locales de desplazamiento longitudinal mediante dos LDT_L , medición global de desplazamiento longitudinal mediante flexímetro exterior (FL), medición de carga en el interior de la cámara mediante celda de carga (CC), medición de carga externa mediante aro dinamométrico (AD), y medición de deformación radial mediante tres LDT_T . En la imagen 13 se aprecia el dispositivo de ensayo, mientras que en la imagen 14 se presentan los resultados obtenidos. Estos resultados no tienen valor cuantitativo porque no se siguieron protocolos específicos para la preparación de la muestra.

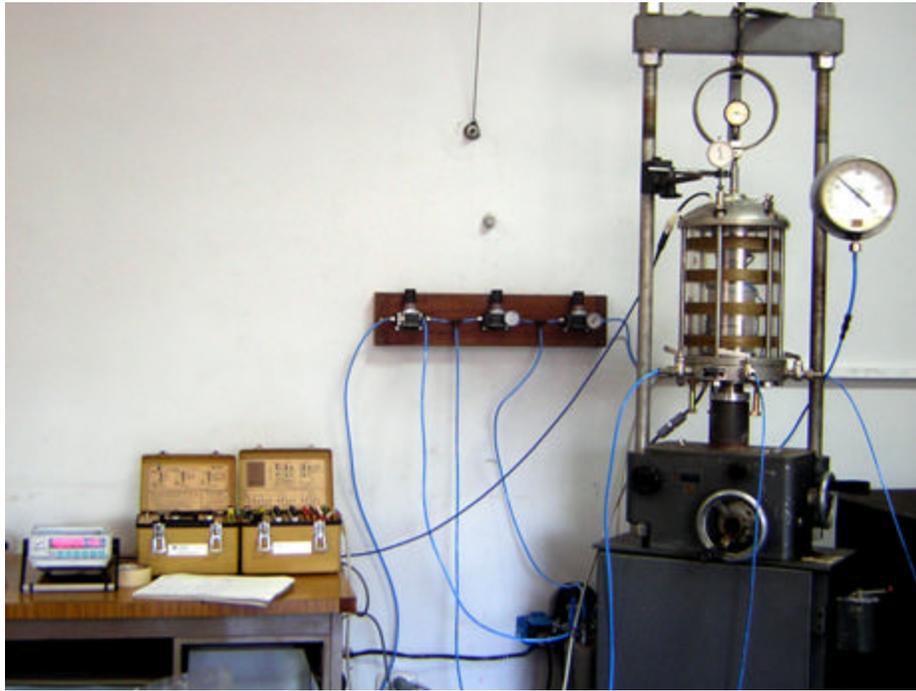


Imagen 13. Dispositivo de ensayo ensamblado.

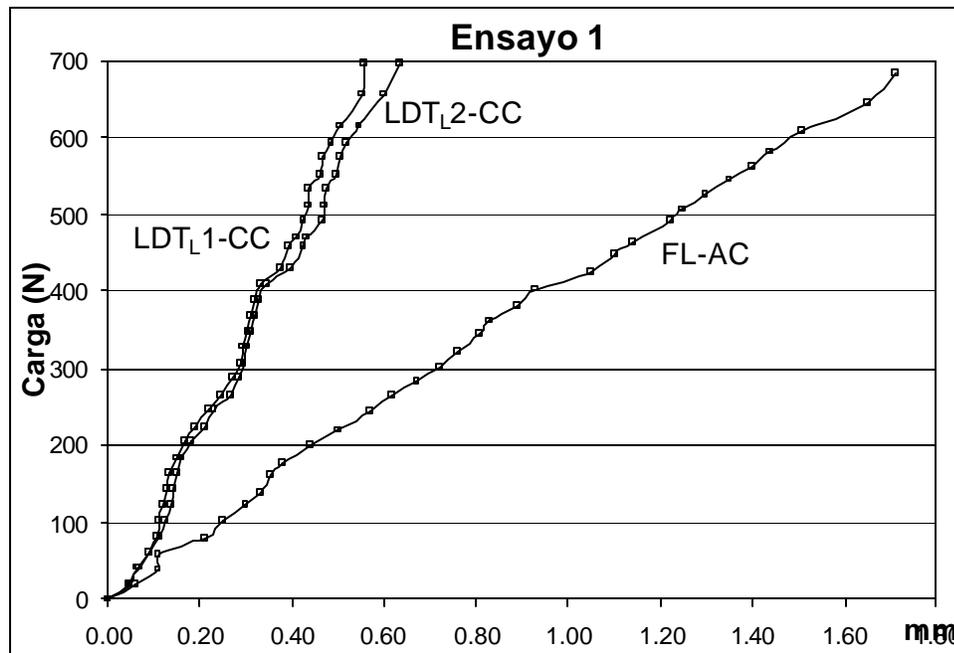


Imagen 14, resultados del primer ensayo.

En la figura 15 se aprecia la cámara desarmada y la muestra luego de finalizado en primer ensayo.



Imagen 15. Muestra luego del primer ensayo de prueba.

Al 1° de Septiembre de 2007 se han calibrado los equipos y ejecutado los ensayos de prueba. En este período se invirtieron unas 150 horas del tesista y unas 30 del Profesor.

Patricia Sagüés, Tesista.
 Alejo O. Sfriso, Profesor

REFERENCIAS

Goto, S., F. Tatsuoka, S. Shibuya, Y. Kim. and T. Sato (1991) "A simple gauge for local small strain measurements in laboratory". *Soils and foundations*, **31**, 1, 169-180.

Dasari, G., M. Bolton and C. Ng (1995). "Small strain measurement using modified LDTs". Report CUED/D-SOILS/TR275, Geotechnical Group, Cambridge University.