



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS
Y NATURALES

LABORATORIO DE GEOTECNIA

Tesis Doctoral:

**CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO
DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO
DE LOESS EN ESTADO NATURAL Y
COMPACTADO**

Autor: Ing. Juan José Clariá.

Director: Dr. Ing. Víctor Alejandro Rinaldi.

Córdoba, mayo del 2003

AGRADECIMIENTOS

Realmente es mucha la gente a la que quiero expresarle mi gratitud en este momento. De hecho, de una manera u otra, creo que todos han sido verdaderamente indispensables para que haya podido concluir con este trabajo.

Sin lugar a dudas es a mi Director, Víctor, a quien quiero agradecer en primer lugar. No solo porque su aporte fue seguramente el más importante, sino porque fue quien inicialmente me planteó la posibilidad de iniciar un Doctorado. Creo que sin su apoyo, me hubiera resultado imposible concluir con un trabajo de investigación de esta envergadura. No solamente le agradezco el apoyo que me brindó en los aspectos técnicos referentes a la investigación motivo de la presente Tesis, sino también por haber puesto a mi disposición todos los medios económicos y de equipamiento necesarios para concretarla. El tiempo, consejos y compañía que siempre estuvo dispuesto a brindarme, son también algunos de las cosas que no quiero dejar de agradecerle. Por todo esto: gracias Víctor !.

Otra persona a la que quiero darle un agradecimiento especial, tanto por su aporte técnico como humano y en quién además encontré un amigo, es a Franco. El aliento que me brindó en los momentos difíciles fue realmente invaluable. Estoy seguro de que siempre mantendré con él la excelente relación que entablamos en estos años de trabajo juntos en el Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C..

Agradezco también a los miembros de mi Comisión Asesora, Dres. Emilio Redolfi y Marcelo Zeballos, quienes además de aconsejarme oportunamente en diferentes etapas de mi trabajo de investigación, estuvieron siempre dispuestos a brindarme todo lo que estuviera a su alcance para facilitar mi trabajo. Asimismo, el Dr. Redolfi me dio la posibilidad de participar activamente en el dictado de la asignatura a su cargo, Geotecnia II, con lo cual pude crear mis primeras armas en la docencia.

También deseo expresar mi reconocimiento al Ing. Ricardo Rocca, quién siempre se mostró dispuesto a ayudarme en las diferentes vicisitudes que me fueron surgiendo y por el material bibliográfico que me brindó.



Agradezco al Dr. Carlos Prato, director de la Carrera de Doctorado por su buena predisposición para el tratamiento de los aspectos administrativos referidos a mi trabajo y también por haberme prestado el Hand Held Shaker necesario para la calibración del acelerómetro de la columna resonante.

Quiero agradecer también al Dr. Joao Santos por su colaboración en la escritura del Resumen de la Tesis en Portugués.

Deseo, por otro lado, expresar mi gratitud a todos los compañeros del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C., por las horas compartidas y los momentos gratos vividos, a Gabriela Goio, Ernesto Abril, Sebastián Días, Cecilia Cura, Julio Capdevila y todos los demás becarios y profesores del laboratorio.

A CONICOR y SECYT, organismos ambos que me brindaron el apoyo económico necesario a través de becas de posgrado para poder sustentarme durante los años que duró la concreción de este trabajo.

No puedo olvidar a mi abuelo Pepe, mi mamá y mis amigos íntimos, quienes siempre estuvieron dispuestos a escucharme y aconsejarme sobre las diferentes posibilidades que el desarrollo del Doctorado me fue presentando.

Finalmente, quiero hacer un reconocimiento especial a dos personas que si bien no tienen relación con la Facultad de Ingeniería, fueron las que me dieron el apoyo anímico y aliento necesario para que pudiera concretar esta etapa de mi vida y quienes a su vez constituyen dos pilares muy importantes en mi vida. Esas personas son mi papá y mi futura esposa, la Caro. Para ellos dos, un enorme agradecimiento.



RESUMEN

El loess es un suelo de origen eólico que ocupa grandes áreas dentro de todo el mundo y del territorio argentino. En su estado natural, se caracteriza por presentar una estructura abierta formada por granos de arena fina y limo conectados por puentes de arcilla, en la cual existen presiones capilares, precipitados de sales solubles y carbonatos de calcio que actúan como vínculos adherentes entre las partículas. La principal característica de este suelo es su capacidad de sufrir grandes asentamientos por colapso cuando es cargado y / o humedecido. Por este motivo, es una práctica común mejorar su comportamiento por medio de diferentes técnicas, entre las que se destaca la compactación.

El módulo de elasticidad dinámico es un parámetro esencial a la hora de predecir el comportamiento de los suelos frente a acciones de tipo cíclicas, como ser los sismos o las vibraciones producidas por cargas dinámicas tales como el tránsito y máquinas. A su vez, la medición del módulo mediante técnicas no destructivas como la velocidad de propagación de ondas, constituye una herramienta de gran importancia para los estudios geofísicos y el monitoreo de geoprocesos. El módulo de corte de los suelos se ve afectado por gran cantidad de variables, motivo por el cual pueden medirse módulos que difieran hasta un orden de magnitud en una misma muestra de suelo pero en diferentes condiciones de ensayo.

En esta Tesis se presenta un estudio del módulo de corte dinámico de muestras de loess de la provincia de Córdoba, tanto en estado natural como compactado. El estudio se sustenta en mediciones realizadas en tres dispositivos de ensayo diferentes: un edómetro y una celda isotrópica modificados para poder medir velocidad de propagación de ondas durante las pruebas y una columna resonante del tipo fija libre. Se presentan además, mediciones del módulo cuasiestático (a frecuencias inferiores a 1 Hz) por medio de ensayos de torsión estática cíclica realizados en la columna resonante. Los resultados obtenidos permiten analizar la influencia que variables tales como la presión aplicada, el contenido de humedad, la amplitud de deformación, el número de ciclos y la frecuencia de carga, ejercen en el módulo de corte del loess ensayado. En loess inalterado, se relaciona la compresibilidad y el colapso a macroescala con la rigidez dinámica y la estructura a microescala del suelo. A partir de esta relación, es posible explicar el

desarrollo del fenómeno de colapso a microescala (a nivel de contacto entre partículas). Se analizan en forma comparativa mediciones en muestras de loess inalterado y remodelado con igual densidad y humedad, en tanto que se discute brevemente el efecto de la alteración sufrida por las muestras durante su extracción.

Se observa que tanto en loess natural como compactado, la velocidad de onda o su equivalente el módulo máximo, crecen con la presión de confinamiento y decrecen con el contenido de humedad. El crecimiento de la velocidad de onda al aumentar el confinamiento varía con la compresibilidad de las muestras. En loess inalterado, se correlaciona la presión de colapso con un pico manifestado por la velocidad de ondas de corte. En loess remodelado este pico no se percibe atribuyéndose tal situación a la pérdida de la estructura original del suelo.

En el loess compactado con la energía del ensayo Proctor Estándar, se observa que la velocidad de ondas S o su equivalente el módulo de corte máximo, está gobernada por una compleja combinación de cuatro variables fundamentales: presión de confinamiento, estructura interna, contenido de humedad (o succión) y densidad de compactación. El efecto de la estructura interna en la velocidad de onda de muestras compactadas a la misma densidad pero en diferentes ramas de la curva de compactación, no resulta significativo. Sin embargo, el efecto de la estructura aumenta en importancia al crecer la presión de confinamiento, ya que las muestras compactadas en la rama húmeda resultan más compresibles que las compactadas en la rama seca, y por lo tanto, la velocidad de crecimiento de la velocidad de onda con el confinamiento resulta más elevada. El grado de saturación desempeña un rol preponderante en el módulo máximo en todos los casos. Al agregar agua al suelo, la velocidad de onda decrece. En loess compactado, la variación de la velocidad de onda con la presión de confinamiento se aproxima con un modelo potencial al que se le incorporó un término independiente que considera la velocidad cuando el confinamiento es nulo. Se trazan tendencias generales para la variación de la velocidad de onda con la presión de confinamiento, tanto en loess natural como compactado.

Por medio de ensayos de columna resonante, se determina la degradación del módulo de corte con el nivel de deformación sufrida por muestras de loess inalterado, para

deformaciones que varían entre 10^{-6} y 10^{-3} . La misma resulta ser dependiente de la presión de confinamiento y prácticamente independiente del contenido de humedad. Tendencias similares muestra el límite elástico del material. No se observa influencia del número de ciclos, ni de la frecuencia de carga en el módulo para los niveles de deformación alcanzados. Los valores de los módulos dinámicos y estáticos no presentan diferencias notables entre ellos. La variación del módulo con la deformación es definida por medio de un modelo hiperbólico en términos de la presión de confinamiento. Este modelo permite determinar el módulo de corte del loess ensayado para deformaciones que varíen entre 10^{-6} y 10^{-3} a cualquier contenido de humedad y presión de confinamiento si se conoce el módulo máximo.

La relación de Poisson en loess compactado se evalúa en la celda isotrópica modificada y en loess natural, en la columna resonante por medio de análisis multimodal. El coeficiente de Poisson resulta independiente de la presión de confinamiento y del contenido de humedad. Se discute la validez de la técnica de análisis multimodal.

Finalmente, se presentan mediciones de amortiguamiento viscoso en muestras de loess inalterado. Los resultados obtenidos indican que el amortiguamiento crece con el nivel de deformación y el contenido de humedad y decrece con la presión de confinamiento.

El presente trabajo proporciona una caracterización del módulo de elasticidad dinámico de muestras de loess natural y compactado. Queda para estudios posteriores, extender el presente trabajo a rangos de deformación más elevados. Asimismo, la medición de la succión durante las pruebas permitiría analizar la influencia de la misma en términos cuantitativos e incluso modelar el comportamiento teniendo en cuenta su efecto.



ABSTRACT

Loess is a windblown soil formation that covers large areas all over the world and in the Argentinean pampas. In natural state, it is characterized by an open structure constituted by sand and silt grains connected by clay bridges. Precipitated soluble salts and calcium carbonates are also present cementing the particles. The main characteristic of this soil is the volume change of its structure when it is either wetted and / or loaded. Certainly, loess behavior is usually improved by means of compaction and other techniques.

The dynamic modulus of elasticity is an essential parameter to predict soil behavior under cyclic loading such as the produced by earthquakes, machines and traffic. Furthermore, measurement of elastic modulus by means of non - destructive techniques such as propagation wave velocity, is a very important tool in geophysical studies as well as for monitoring geoprocess. There is a large number of variables that affect shear modulus of soils. Consequently, the modulus may differ one order of magnitude for the same soil sample under different test conditions.

This Thesis presents a study of the dynamic shear modulus of undisturbed and compacted loess of the City of Cordoba. Measurements were performed in three different devices: an oedometer and an isotropic cell, both modified to measure wave velocity during tests, and a fixed - free resonant column device. Quasistatic shear modulus was also measured (at frequencies lower than 1 Hz) by means of cyclic torsional shear tests developed in the resonant column device. The results allow to analyze the influence that variables such as isotropic pressure, water content, strain amplitude, frequency and number of cycles of loading, have on the dynamic shear modulus of tested loess. Compressibility and collapse of undisturbed loess, are described in terms of changes in dynamic stiffness and soil structure. Measurements performed on undisturbed and remolded loess samples at the same density and water content, are analyzed and compared. The effects of sample disturbance produced during extraction are briefly discussed.

Wave velocity, or its equivalent maximum elasticity modulus, of undisturbed and compacted loess, increases with confining pressure and decreases with water content. The rate of increment of wave velocity with confining pressure varies with the

compressibility of the samples. Collapse pressure of undisturbed samples is related to a peak exhibited by shear wave velocity. On remolded loess, no peak in wave velocity is observed due to the destruction of the original structure of the soil.

Shear wave velocity of compacted samples of loess at the Standard Proctor energy, depends on a complex combination of four variables: confining pressure, internal structure, water content (or suction) and compaction density. The effect of soil structure for samples compacted with the same density but dry and wet of optimum water content, seems to be not important on wave velocity. However, as confining pressure increases, the effect of structure becomes more important because samples compacted wet of optimum are more compressible, and therefore, the rate of increment of wave velocity is higher than the rate of the samples compacted dry of optimum. In any case, the role of the degree of saturation is important. As saturation increases by addition of water, wave velocity decreases. A potential type model with one term that considers the wave velocity at zero confinement, is proposed to fit the variation of wave velocity with confining pressure on compacted loess samples. General trends for the variation of wave velocity with confining pressure on undisturbed and compacted loess are drawn.

Strain degradation of shear modulus of undisturbed samples of loess is determined in the strain range of 10^{-6} and 10^{-3} , by means of resonant column tests. Degradation varies with confining pressure but it is not significantly affected by water content. The elastic threshold strain of the material exhibits similar trends. No influence of loading frequency and number of cycles of loading on shear modulus is observed for the strain levels used in the tests. Dynamic and static shear modulus values do not present appreciable differences. The shear modulus variation with strain is approached by means of an hyperbolic model defined in terms of confining pressure. The model allows to determine the shear modulus of tested loess in the strain range between 10^{-6} y 10^{-3} for any water content and confining pressure, if the maximum shear modulus is known.

Poisson ratio is evaluated on compacted loess in the isotropic cell and on undisturbed loess by means of multimode analysis in the resonant column device. Poisson coefficient results independent of confining pressure and water content. The adequacy of the multimode testing technique is discussed.



Finally, viscous damping measurements on samples of undisturbed loess are presented. The results obtained show that damping increases with strain level and water content and decreases with confining pressure.

The present work provides an experimental characterization of the dynamic modulus of elasticity of compacted and undisturbed samples of loess. Future research should extend the present study to higher strain levels. Suction measurement during the tests would allow to analyze and model modulus behavior more accurately.

RESUMO

O loess é um solo de origem eólica que ocupa grandes áreas dentro de todo o mundo e do território argentino. Em seu estado natural, caracteriza-se por apresentar uma estrutura aberta formada por grãos de areia fina e limo conectados por pontes de argila, na qual existem precipitados de sais solúveis e carbonatos de cálcio que atuam como vínculos cimentantes entre as partículas. A principal característica deste solo é sua capacidade de sofrer grandes variações de volume quando é pressionado por uma carga e / ou umedecido. Por este motivo, é uma prática comum melhorar seu comportamento por meio de diferentes técnicas, entre as quais se destaca a compactação.

O módulo de elasticidade dinâmico é um parâmetro essencial para prever o comportamento dos solos frente a ações de tipo cíclicas, como são os sismos ou as vibrações produzidas por cargas dinâmicas, tais como o tráfego e máquinas. Por sua vez, a medida do módulo mediante técnicas não destrutivas como a velocidade de propagação de ondas, constitui uma ferramenta de grande importância para os estudos geofísicos e o monitoramento de geoprocessos. O módulo de cisalhamento dos solos é afetado por grande quantidade de variáveis, motivo pelo qual podem ser medidos módulos que diferem em até uma ordem de magnitude em uma mesma amostra de solo, embora em diferentes condições de teste.

Esta Tese apresenta um estudo do módulo de cisalhamento dinâmico de amostras de loess da província de Córdoba, tanto em estado natural como compactado. O estudo se sustenta em medidas realizadas com três dispositivos de teste diferentes: um edômetro e uma célula isotrópica modificados para poder medir velocidade de propagação de ondas durante os testes e uma coluna ressonante do tipo fixa-livre. Apresentam-se, também, medidas do módulo quase-estático (a frequências menores que 1 Hz) por meio de testes de torção estática cíclica realizados na coluna ressonante. Os resultados obtidos permitem analisar a influência que variáveis tais como a pressão aplicada, o conteúdo de umidade, a amplitude de deformação, o número de ciclos e a frequência de carga, exercem no módulo de cisalhamento do loess testado. Em loess inalterado, relaciona-se a compressibilidade e o colapso a macroescala com a rigidez dinâmica e a estrutura a microescala do solo. A partir desta relação, é possível explicar o desenvolvimento do fenômeno de colapso a microescala (no nível de contato entre partículas). Analisam-se,

de forma comparativa, medidas em amostras de loess inalterado e remoldado com igual densidade e umidade, discutindo-se brevemente o efeito da alteração sofrida pelas amostras durante sua extração.

Observa-se que tanto em loess natural como compactado, a velocidade de onda ou seu equivalente, o módulo máximo, crescem com a pressão de confinamento e decrescem com o grau de umidade. O crescimento da velocidade de onda com o aumento da pressão de confinamento varia com a compressibilidade das amostras. Em loess inalterado, correlaciona-se a pressão de colapso com um pico manifestado pela velocidade de ondas de cisalhamento. Em loess remoldado este pico não se percebe atribuindo-se tal situação à perda da estrutura original do solo.

No loess compactado com a energia do Ensaio Proctor Standard, observa-se que a velocidade de ondas S ou seu equivalente, o módulo de cisalhamento máximo, é governada por uma complexa combinação de quatro variáveis fundamentais: pressão de confinamento, estrutura interna, conteúdo de umidade (ou sucção) e densidade de compactação. O efeito da estrutura interna na velocidade de onda de amostras compactadas à mesma densidade mas em diferentes ramificações da curva de compactação, não é significativo. Contudo, o efeito da estrutura se torna mais importante à medida que a pressão de confinamento cresce, pois as amostras compactadas na ramificação úmida resultam mais compressíveis que as compactadas na ramificação seca e, por isto, a taxa de crescimento da velocidade de onda com o confinamento resulta mais elevada. O grau de saturação desempenha um papel preponderante no módulo máximo em todos os casos. Ao se adicionar água no solo, a velocidade de onda decresce. No loess compactado, a variação da velocidade de onda com a pressão de confinamento é reproduzida por um modelo potencial no qual se introduziu um termo independente que considera a velocidade quando o confinamento é nulo. Apresentam-se tendências gerais para a variação da velocidade de onda com a pressão de confinamento, tanto em loess natural como compactado.

Através de testes de coluna ressonante, determina-se a degradação do módulo de cisalhamento com o nível de deformação sofrida por amostras de loess inalterado, para deformações que variam entre 10^{-6} e 10^{-3} . Esta resulta ser dependente da pressão de

confinamento e praticamente independente do conteúdo de umidade. O limite elástico do material mostra tendências similares. Não se observa influência do número de ciclos, nem da frequência de carga no módulo para os níveis de deformação alcançados. Os valores dos módulos dinâmicos e estáticos não apresentam diferenças notáveis entre eles. A variação do módulo com a deformação é definida por meio de um modelo hiperbólico em termos da pressão de confinamento. Este modelo permite determinar o módulo de cisalhamento do loess testado para deformações que variam entre 10^{-6} e 10^{-3} para qualquer grau de umidade e pressão de confinamento se se conhece o módulo máximo.

A relação de Poisson para loess compactado se avalia na célula isotrópica modificada e para loess natural, na coluna ressonante através de análise multimodal. O coeficiente de Poisson resulta independente da pressão de confinamento e do grau de umidade. Discute-se a validade da técnica de análise multimodal.

Finalmente, apresentam-se medidas de amortecimento viscoso em amostras de loess inalterado. Os resultados obtidos indicam que o amortecimento cresce com o nível de deformação e o grau de umidade e decresce com a pressão de confinamento.

O presente trabalho proporciona uma caracterização do módulo de elasticidade dinâmico de amostras de loess natural e compactado. Espera-se que, no futuro, novos estudos estendam o presente trabalho para intervalos de deformação mais elevados. Além disso, a medida da sucção durante os testes permitiria analisar sua influência em termos quantitativos e também modelar o comportamento do solo levando-se em conta seu efeito.



LISTA DE SÍMBOLOS

α : constante. exponente de la relación entre G_{maxNC} y σ'_m .

α_e : ángulo formado por la recta que une los puntos extremos de un ciclo de histéresis y la horizontal.

β : factor utilizado para el cálculo iterativo de V_s en un ensayo de columna resonante.

δ : decremento logarítmico.

δ_r : coeficiente de colapso.

Δd : variación de la distancia entre el blanco y la punta de medición de los proxímetros.

Δe : variación de la relación de vacíos.

ΔG : variación del módulo de corte entre dos tiempos t_1 y t_2 .

ΔL : acortamiento sufrido por la muestra.

Δt_r : tiempo necesario para que la onda recorra el recubrimiento de los bender elements.

Δt_p : tiempo requerido por la onda de compresión para recorrer la distancia entre los extremos de los bender elements.

ΔV_{t_p} : variación del voltaje arrojado por el acondicionador de señales de los proxímetros al variar la distancia entre la punta de medición y el blanco.

Δt_s : tiempo requerido por la onda de corte para recorrer la distancia entre los extremos de los bender elements.

Δt : desfase en tiempo entre la excitación y la respuesta en un ensayo de corte torsional estático cíclico.

ε : deformación específica normal asociada al modo flexional de la muestra.

ε_s : deformación específica vertical medida en la muestra saturada de un ensayo de doble edómetro.

ε_v : deformación específica vertical.

ε_{vol} : deformación específica volumétrica.

ε_1 , ε_2 y ε_3 : deformaciones específicas en las tres direcciones principales.

ε_{max} : deformación normal sufrida por el extremo libre de la muestra en el modo flexional.

ε_{ns} : deformación específica vertical medida en la muestra no saturada de un ensayo de doble edómetro.

- ϕ : ángulo de giro de la sección superior de la muestra o de la barra de calibración.
- $\phi(t)$: función variación de ϕ con el tiempo.
- $d\phi/dt$ y $d^2\phi/dt^2$: derivadas primera y segunda de ϕ respecto al tiempo respectivamente.
- ϕ_o : amplitud de ϕ .
- ϕ_r' : ángulo de fricción interna (efectivo).
- φ : ángulo de desfase entre la excitación y la respuesta.
- γ^* : deformación normalizada del modelo de Dos Santos y Correia (2001).
- γ : deformación específica de corte (distorsión).
- $\gamma_{0.7}$: deformación correspondiente a un módulo normalizado (G/G_{max}) igual a 0.7 (modelo de Dos Santos y Correia, 2001).
- γ_a : amplitud de la deformación de corte.
- γ_{max} : deformación específica de corte máxima correspondiente a un ciclo de tensión deformación.
- $\gamma_{d max}$: densidad seca máxima.
- γ_d : densidad seca.
- γ_e : deformación específica de corte correspondiente al límite elástico.
- $\gamma_{est max}$: deformación específica de corte máxima alcanzada en los ensayos de corte torsional estático cíclico.
- γ_h : deformación hiperbólica (modelo de Hardin y Drnevich, 1972b).
- γ_i : deformación correspondiente a una tensión de corte nula en un ciclo de histéresis.
- γ_{ij} : deformación de corte desarrollada en un plano perpendicular al eje principal i y en la dirección principal j .
- γ_r : deformación de referencia (modelo de Hardin y Drnevich, 1972b).
- γ_v : deformación específica de corte correspondiente al límite volumétrico cíclico.
- γ_w : densidad del agua.
- η : exponente de la relación entre V_s y σ'_m .
- η_1 , η_2 y η_3 : constantes propias para cada suelo. Exponentes que relacionan G_{max} con σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 .
- η_g : exponente de la expresión que relaciona al módulo de corte para deformaciones medias a grandes con el presión efectiva media.
- Ω : área de la sección de la muestra.
- κ : constante, exponente.

ξ : constante, exponente.

λ : relación de amortiguamiento histerético.

λ_p : longitud de la onda P.

ν : relación de Poisson.

ν_{medio} : relación de Poisson media.

ρ : densidad húmeda.

ρ_{inic} : densidad inicial de las probetas.

ρ_{correg} : densidad de la muestra corregida por deformaciones.

ρ_w : densidad del agua (se asumió igual a 1 g/cm³).

σ'_{conf} : presión de confinamiento efectiva.

σ_{conf} : presión de confinamiento total.

σ_d : tensión desviadora.

σ'_m : presión efectiva media ($\sigma'_m = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$).

σ_m : presión total media ($\sigma_m = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

σ_r : presión de referencia.

σ'_v : presión vertical efectiva.

σ_v : presión vertical total.

σ_{vc} : presión de colapso.

σ'_1, σ'_2 y σ'_3 : presiones efectivas en las tres direcciones principales.

σ_1, σ_2 y σ_3 : presiones totales en las tres direcciones principales.

τ : tensión de corte.

τ_a : amplitud de la tensión de corte.

τ_o : tensión octaédrica de corte.

τ_{ij} : tensión de corte actuante en un plano perpendicular al eje principal i y en la dirección principal j .

τ_{max} : tensión de corte máxima correspondiente a un ciclo de tensión deformación.

ω_{nb} : frecuencia natural no amortiguada del sistema constituido por la barra de calibración y el cabezal superior.

ω : frecuencia angular de la fuerza excitatriz.

ω_f : frecuencia circular de resonancia en flexión del sistema muestra cabezal.

ω_{rc} : frecuencia angular de resonancia del sistema formado por la barra de calibración, el cabezal superior y una masa agregada.

ω_{rs} : frecuencia angular de resonancia del sistema formado por la barra de calibración y el cabezal superior.

χ : constante de la relación entre G_{maxNC} y σ'_m .

A : amplitud de deformación arbitraria, inferior a A_{max} pero próxima a la misma (se suele utilizar $A = 0.707 A_{max}$).

a : constante del modelo de Hardin y Drnevich (1972b).

a_a : amplitud de la aceleración sufrida por el acelerómetro.

A_1 y A_2 : amplitudes de deformación de dos picos sucesivos de la curva de decaimiento en vibraciones libres.

a_1, a_2, a_3 : parámetros de ajuste.

A_c : constante que relaciona V_s con σ'_{conf} .

AC : corriente alterna.

a_e y b_e : radios mayor y menor de la elipse (ciclo de histéresis).

A_{elipse} : área de la elipse (ciclo de histéresis).

a_{fmax} : amplitud de la aceleración medida en el acelerómetro en el modo flexional.

A_{m1}, A_{m2} y A_{m3} : amplitud de deformación de los tres primeros modos torsionales de una muestra empotrada - libre.

A_{max} : amplitud de deformación máxima del espectro de respuesta del sistema muestra cabezal.

$A_{triangulo}$: área del triángulo formado por la recta que une los extremos del ciclo de histéresis (elíptico), el eje de las abscisas y una recta vertical que corta al eje de las abscisas en la deformación máxima.

b : constante del modelo de Hardin y Drnevich (1972b).

B : módulo de deformación volumétrico.

B_c : constante que relaciona V_s con σ'_{conf} .

c : cohesión.

C : constante.

c_a : distancia horizontal existente entre el acelerómetro y el centro del cabezal superior.

C_{bc} : coeficiente de amortiguamiento de la barra de calibración.

c_c : coeficiente de curvatura.

c_p : distancia horizontal existente entre el eje longitudinal de la muestra y la proyección sobre el blanco de cada una de las puntas de medición de los proxímetros.

CR : coeficiente de correlación.

C_r : constante de la ecuación de Ramberg – Osgood.

C_s : constante.

C_{s400} : contenido de partículas pasantes tamiz IRAM N° 400.

cte : constante.

c_u : coeficiente de uniformidad.

d : distancia entre los extremos del recubrimiento de los bender elements.

D : relación de amortiguamiento viscoso.

D_r : densidad relativa.

d_a : amplitud del desplazamiento sufrido por el acelerómetro.

D_{bc} : relación de amortiguamiento del sistema barra - masa - cabezal superior.

D_{bs} : relación de amortiguamiento del sistema barra - cabezal superior.

DC : corriente continua.

D_{min} : relación de amortiguamiento mínima.

d_p : desplazamiento relativo entre el blanco de los proxímetros y la punta de medición.

E : módulo de elasticidad longitudinal o de barras (Young).

e : número de Neper ($e = 2.718$).

e : relación de vacíos.

E_d : energía disipada durante un ciclo de tensión deformación.

E_e : energía elástica almacenada durante un ciclo de tensión deformación.

E_n : energía de compactación.

e_o : relación de vacíos previa a la saturación de la muestra.

$f(e)$: función de la relación de vacíos.

f_a : frecuencia de vibración del sistema muestra cabezal medida en el acelerómetro.

F_{ac} : factor de calibración del acelerómetro.

f_{car} : frecuencia de carga en un ensayo de corte torsional estático cíclico.

f_r : frecuencia de resonancia del primer modo flexional del sistema muestra - cabezal.

F_{LVDT} : factor de calibración del LVDT.

f_n : frecuencia de resonancia natural correspondiente al primer modo torsional del sistema muestra - cabezal.

f_1 y f_2 : frecuencias correspondientes a la amplitud A a ambos lados de la frecuencia de resonancia en el espectro de respuesta.

F_p : factor de calibración de los proxímetros (en Voltios/mm).

f_r : frecuencia de resonancia amortiguada correspondiente al primer modo torsional del sistema muestra - cabezal.

F_r : número correspondiente a la tecla de rango seleccionada en el amplificador Columbia 4102 conectado al acelerómetro Columbia 3030 H.

f_{rc} : frecuencia de resonancia del sistema formado por la barra de calibración, el cabezal superior y una masa agregada.

f_{rs} : frecuencia de resonancia del sistema formado por la barra de calibración y el cabezal superior.

F_{SE} : factor de calibración del sistema excitador.

G : módulo de elasticidad transversal o de corte.

G_{1000} : módulo de corte medido luego de 1000 ciclos de carga.

G_{din} : módulo de corte dinámico, medido en resonancia.

G_{est} : módulo de corte estático, medido en corte torsional estático cíclico.

$G_{i,j}$: módulo de corte máximo para una onda que se propaga en la dirección i y está polarizada en la dirección j .

G_m : módulo de corte de los granos de arena.

$G_{max 1Hz}$: módulo de corte máximo medido a una frecuencia de 1 Hz.

$G_{max NC}$: módulo de corte máximo de una arcilla normalmente consolidada.

$G_{max SC}$: módulo de corte máximo de una arcilla sobreconsolidada.

$G_{max seco}$: módulo de corte máximo en estado seco.

G_{max} : módulo de corte máximo.

G_s : gravedad específica.

G_{tan} : módulo de corte tangente.

h : altura de caída del pisón de compactación.

I : momento de inercia polar de la muestra de suelo.

I_b : momento de inercia respecto a un eje principal de la sección de la muestra de suelo.

I_{bc} : momento de inercia polar de la barra de calibración.

I_{bca} : momento de inercia polar del sistema constituido por la barra y el cabezal.

I_{correg} : momento de inercia polar de la muestra corregido por variaciones volumétricas.

I_G : coeficiente de incremento en el módulo con el tiempo.

I_m : momento de inercia polar de la masa adicional.

$In(\omega)$: transformada de Fourier de la función excitación.

I_o : momento de inercia polar del cabezal superior.

IP : Índice de Plasticidad.

J_p : momento de inercia polar de la sección de la muestra de suelo.

k : constante, exponente que relaciona al OCR con G_{max} .

K_2 : constante propuesta por Seed e Idriss (1970) que relaciona G con σ_m .

K_{2max} : constante propuesta por Seed e Idriss (1970) que relaciona G_{max} con σ_m .

K_{bc} : rigidez torsional de la barra de calibración.

k_o : coeficiente de presión lateral en reposo.

L : longitud de la muestra.

ln : logaritmo natural.

l_o : distancia entre la cabeza de la muestra y el centro de gravedad de la masa agregada.

L_o : distancia entre los extremos del recubrimiento de los bender elements.

m : masa de la masa agregada a la muestra de suelo.

M : módulo de elasticidad edométrico o confinado.

m_t : masa de la muestra de suelo.

N : número de ciclos de carga.

N_c : número de capas en que se realiza la compactación.

N_G : coeficiente de incremento en el módulo con el tiempo normalizado respecto a G_{1000} .

ng : número de golpes por capa con que se realiza la compactación.

$O(\omega)$: transformada de Fourier de la respuesta del sistema muestra cabezal.

OCR : relación de sobreconsolidación.

p' : presión efectiva media.

PH : potencial de hidrogeniones.

q' : mitad de la presión desviadora efectiva.

r : radio al cual se calcula la tensión τ y la deformación γ de una muestra.

R : radio de la muestra.

R_r : constante de la ecuación de Ramberg – Osgood.

R_t : relación de tensiones.

$S\%$: grado de saturación.

$S\%_{opt}$: grado de saturación correspondiente a la humedad óptima de compactación.

S_{es} : superficie específica.

s_u : cohesión no drenada.

$T(\omega)$: función de transferencia del sistema muestra cabezal.

T : momento torsor.

t : tiempo.

T : torque producido por el cabezal superior.

t_1 : tiempo que interviene en la fórmula de cálculo de I_G .

t_2 : tiempo que interviene en la fórmula de cálculo de I_G .

T_{car} : periodo de la excitación en un ensayo de corte torsional estático cíclico.

T_o : amplitud del momento torsor cíclico.

T_p : periodo de la onda P.

V : volumen de la muestra.

V_{avg} : amplitud promedio del voltaje de la señal medida en el osciloscopio.

V_L : velocidad de propagación de ondas longitudinales.

V_m : volumen del molde de compactación.

V_p : velocidad de propagación de ondas de compresión (ondas P).

V_{p-p} : amplitud entre picos del voltaje de la señal medida en el osciloscopio.

V_{rms} : voltaje raíz medio cuadrático de la señal medida en el osciloscopio.

$V_{s\ campo}$: velocidad de propagación de ondas de corte medida in situ.

$V_{s\ lab}$: velocidad de propagación de ondas de corte medida en el laboratorio.

V_s : velocidad de propagación de ondas de corte (ondas S).

V_{so} : constante, velocidad de onda para cero confinamiento.

V_{ta} : amplitud del voltaje arrojado por el amplificador Columbia 4102 conectado al acelerómetro Columbia 3030 H.

V_{tp} : lectura en voltios arrojada por un proxímetro.

V_{tp2} : diferencia entre las amplitudes (en Voltios) de las señales correspondientes a cada proxímetro registradas por el acondicionador de señales respectivo.

V_{TT} : voltaje impuesto al sistema excitador de la columna resonante.

V_{To} : amplitud del voltaje impuesto al sistema excitador de la columna resonante.

$w\%$: porcentaje de humedad al comenzar el ensayo.

W : peso de la muestra luego de haber sido sometida a humedecimiento o secado.

$w_c\%$: humedad de compactación.

W_L : Límite Líquido.

$w_{op}\%$: humedad óptima de compactación.

W_P : Límite Plástico.

W_p : peso del pisón compactador.

$w_i\%$: humedad al finalizar el tallado.

W_t : peso de la muestra al finalizar el tallado.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN	2
---------------------	----------

CAPÍTULO 2

MÓDULO DE CORTE DINÁMICO DE SUELOS; ESTADO DEL CONOCIMIENTO	11
--	-----------

2.1	Introducción	11
2.2	Definiciones de Módulo	12
2.2.1	Según el Tipo de Carga	12
2.2.2	Según la Magnitud de los Esfuerzos y las Deformaciones	15
2.3	Variables que Afectan al Módulo de Elasticidad	17
2.3.1	Amplitud de Deformación	19
2.3.2	Tensión Efectiva Media y Relación de Vacíos	25
2.3.3	Grado de Saturación	30
2.3.4	Relación de Sobreconsolidación	34
2.3.5	Anisotropía Tensional y Estructural	37
2.3.6	Número de Ciclos	41
2.3.7	Frecuencia de Carga	43
2.3.8	Cementación	46
2.3.9	Efectos del Tiempo de Aplicación de la Carga	49
2.4	Efecto de la Alteración de las Muestras	52
2.5	Modelos	57
2.6	Métodos de Medición del Módulo Dinámico	62
2.6.1	Ensayos de Laboratorio	62
2.6.1.1	Columna Resonante	62
2.6.1.1.1	Evolución de la Columna Resonante	65
2.6.1.2	Medición de la Velocidad de Ondas con Piezocristales	78
2.6.1.3	Ensayos Cíclicos	72
2.6.1.3.1	Ensayo de Compresión Triaxial Cíclico	73

2.6.1.3.2	Ensayo de Corte Simple Cíclico	76
2.6.1.3.3	Ensayo Torsional Cíclico	79
2.6.1.3.4	Ensayo de la Mesa Vibratoria	81
2.6.1.4	Resumen	83
2.6.2	Ensayos de Campo	83
2.6.2.1	Ensayo Crosshole	84
2.6.2.2	Ensayo Downhole	86
2.6.2.3	Ensayos Uphole, Inhole, Refracción Superficial y Ondas de Rayleigh Estacionarias	89
2.6.2.4	Métodos Sísmicos que Producen Grandes Deformaciones.....	91
2.6.3	Métodos Indirectos	92

CAPÍTULO 3

SUELOS COLAPSABLES Y COMPACTADOS; ESTADO DEL CONOCIMIENTO 98

3.1	Introducción	98
3.2	Suelos Colapsables.....	98
3.2.1	El Loess	100
3.2.1.1	Distribución.....	101
3.2.1.2	Composición y Estructura	103
3.3	Suelos Compactados	106

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y ENSAYOS UTILIZADOS 111

4.1	Introducción	111
4.2	Descripción del Suelo Utilizado en el Presente Trabajo	111
4.3	Ensayos para la Determinación del Módulo de Elasticidad.....	113
4.3.1	Velocidad de Propagación de Ondas con Piezocristales	113
4.3.1.1	Medición de las Deformaciones Verticales.....	116
4.3.1.2	Determinación de las Velocidades de Ondas S y P.....	118

4.3.1.3	Evaluación del Módulo de Corte Máximo y de la Relación de Poisson	121
4.3.2	Columna Resonante y Torsional Cíclico.....	123
4.3.2.1	La Columna de la U.N.C.....	123
4.3.2.1.1	Confinamiento.....	124
4.3.2.1.2	Sistema Excitador.....	127
4.3.2.1.3	Dispositivo para Medición de Deformaciones Verticales.....	128
4.3.2.1.4	Dispositivos para Medición de Deformaciones Torsionales.....	130
4.3.2.1.4.1	Acelerómetro.....	130
4.3.2.1.4.2	Proxímetros	132
4.3.2.2	Deformaciones de Corte en la Muestra	133
4.3.2.3	Medición del Módulo de Corte	139
4.3.2.3.1	Resonancia	139
4.3.2.3.2	Corte Torsional Estático Cíclico	146
4.3.2.4	Análisis Multimodal	148
4.3.2.5	Medición del Amortiguamiento	150
4.3.2.5.1	Decaimiento en Vibraciones Libres	151
4.3.2.5.2	Ancho del Espectro de Respuesta	153
4.3.2.5.3	Amortiguamiento Histerético.....	155
4.3.2.5.4	Fuerza Opuesta al Movimiento	159
4.3.2.6	Calibración de la Columna Resonante	161
4.3.2.6.1	Equipo Requerido para la Calibración	162
4.3.2.6.2	Procedimiento de Calibración	162
4.3.2.6.3	Resultados de la Calibración.....	164
4.3.2.7	Análisis de Sensibilidad	168
4.3.2.7.1	Precisión en el Momento de Inercia del Cabezal (I_o) y la Rigidez de las Barras (K_{bc}).....	169
4.3.2.7.2	Precisión en la Velocidad de Ondas y en el Módulo Estático....	171



CAPÍTULO 5**MÓDULO DE CORTE MÁXIMO EN MUESTRAS DE LOESS INALTERADO**

<u>MEDIDO EN EL EDÓMETRO</u>	175
5.1 Introducción	175
5.2 Preparación de las Muestras	175
5.3 Ensayo de Compresión Confinada	177
5.4 Análisis de Resultados	180
5.4.1 Muestras Inalteradas	180
5.4.1.1 Comportamiento Carga y Descarga	180
5.4.1.2 Muestras de Igual Estructura	184
5.4.1.3 Velocidad de Onda y Colapso	186
5.4.1.4 Comportamiento Generalizado de la Velocidad de Onda en Loess Inalterado	189
5.4.1.5 Módulo de Corte Máximo	190
5.4.2 Muestras Remoldeadas	192
5.4.2.1 Efectos del Muestreo y Remoldeo	196
5.4.3 Modelación	197
5.5 Resumen de los Puntos Principales	199

CAPÍTULO 6**MÓDULO DE CORTE MÁXIMO EN MUESTRAS DE LOESS COMPACTADO**

<u>MEDIDO EN LA CELDA ISOTRÓPICA</u>	203
6.1 Introducción	203
6.2 Ensayos de Compactación	203
6.3 Preparación de las Muestras	207
6.4 Ensayo de Compresión Isotrópica	210
6.5 Análisis de Resultados	211
6.5.1 Curvas de Compresibilidad	211
6.5.2 Velocidad de Ondas S	215
6.5.3 Velocidad de Ondas P	222
6.5.4 Módulo de Corte Máximo	222
6.5.5 Modelación	226

6.5.6	Relación de Poisson	237
6.6	Resumen de los Puntos Principales	240

CAPÍTULO 7

MÓDULO DE CORTE Y AMORTIGUAMIENTO EN MUESTRAS DE LOESS

<u>INALTERADO MEDIDOS EN LA COLUMNA RESONANTE</u>	243	
7.1	Introducción	243
7.2	Preparación de las Muestras	244
7.3	Descripción de los Ensayos.....	248
7.3.1	Procedimiento de Ensayo	249
7.4	Comportamiento Carga – Deformación	252
7.5	Módulo de Corte	253
7.5.1	Módulo de Corte Dinámico.....	254
7.5.1.1	Degradación del Módulo con la Amplitud de Deformación	254
7.5.1.2	Límite Elástico	263
7.5.1.3	Influencia de la Presión de Confinamiento y del Grado de Saturación en el Módulo de Corte Dinámico	265
7.5.2	Módulo Estático	268
7.5.2.1	Comparación de los Módulos Estático y Dinámico	268
7.5.2.2	Influencia de la Frecuencia	273
7.5.2.3	Influencia del Número de Ciclos de Carga	275
7.5.3	Resumen del Comportamiento Observado.....	278
7.5.4	Modelación.....	280
7.5.4.1	Significado y Rango de Variación del Parámetro a_1	285
7.5.4.2	Modelo de Dos Santos y Correia	289
7.6	Análisis Multimodal.....	290
7.7	Amortiguamiento	295
7.7.1	Amortiguamiento Viscoso.....	296
7.7.2	Amortiguamiento Histerético	300
7.8	Resumen de los Puntos Principales.....	303

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES	307
8.1 Introducción	307
8.2 Conclusiones Generales	310
8.3 Recomendaciones para Trabajos Futuros.....	316

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA	319
---------------------	------------

ANEXO A

CALIBRACIÓN DE SENSORES	A.1
A.1 Introducción	A.1
A.2 Calibración del Acelerómetro	A.1
A.3 Calibración del Sistema Excitador	A.2
A.3.1 Calibración Dinámica.....	A.3
A.3.2 Calibración Estática.....	A.6
A.4 Calibración del LVDT.....	A.7
A.5 Calibración de los Proxímetros	A.8
A.5.1 Calibración Manual	A.8
A.5.2 Calibración con el Acelerómetro.....	A.9

ANEXO B

**VERIFICACIÓN DE LAS CONSTANTES DEL HAND HELD SHAKER HP Y
EL ACELERÓMETRO COLUMBIA 3030H**

	B.1
B.1 Introducción	B.1
B.2 Aceleración del Hand Held Shaker	B.1
B.2.1 Medición Nro. 1	B.2
B.2.1.1 Equipamiento	B.2
B.2.1.2 Datos Ajustados en el Amplificador	B.2
B.2.1.3 Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio	B.2

B.2.1.4	Cálculo de la Aceleración	B.2
B.2.2	Medición Nro. 2	B.3
B.2.2.1	Equipamiento	B.3
B.2.2.2	Datos Ajustados en el Amplificador	B.3
B.2.2.3	Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio	B.3
B.2.2.4	Cálculo de la Aceleración	B.4
B.2.2.5	Resumen	B.4
B.3	Factor de Calibración del Acelerómetro	B.5
B.3.1	Equipamiento	B.5
B.3.2	Datos Ajustados en el Amplificador	B.5
B.3.3	Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio	B.5
B.3.4	Cálculo de la Aceleración	B.6

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El loess es un suelo de origen eólico formado por partículas de limo y arena fina de mineralogía volcánica conectadas por puentes de arcilla (fundamentalmente ilita y montmorillonita). En su estado natural, en los contactos entre partículas se encuentran precipitados de sales solubles y poco solubles como óxidos y carbonatos de calcio que actúan como vínculos cementantes. Presenta una estructura abierta capaz de sufrir grandes variaciones de volumen en forma brusca (colapso) cuando es sometida a carga o humedecimiento. Sus principales características son: alta permeabilidad, baja densidad, elevada erosionabilidad y susceptibilidad al colapso por humedecimiento.

Los depósitos de loess cubren aproximadamente el 10 % de la superficie continental terrestre, variando en su composición de un depósito a otro. El loess pampeano argentino, constituye uno de los depósitos de este tipo de suelo de mayor extensión en todo el hemisferio sur, con espesores que varían entre 25 y 60 m (Redolfi, 1990). Su comportamiento y propiedades fundamentales han sido estudiadas por Rocca (1985), Moll y Rocca (1991) y Rinaldi (1994) entre otros.

Dada la abundancia de este suelo, el mismo tiene un gran impacto en las obras de ingeniería. En ocasiones se lo utiliza en su estado natural mientras que otras veces se busca mejorar su comportamiento usualmente por medio de compactación. Por este motivo, el conocimiento del comportamiento y propiedades del mismo en ambos estados, es de gran importancia para lograr un correcto funcionamiento de dichas obras a lo largo de su vida útil.

Las propiedades dinámicas de los suelos son de fundamental importancia dentro de la Ingeniería Civil. El diseño de las fundaciones para máquinas, el comportamiento de las estructuras bajo sollicitaciones sísmicas, los efectos de las vibraciones en las personas y las estructuras y la durabilidad de suelos compactados bajo la acción de las cargas dinámicas del tránsito vehicular, son solo algunos de los ejemplos más importantes en

los cuales los parámetros dinámicos del suelo tienen un rol preponderante. Por otro lado, los parámetros dinámicos constituyen herramientas de gran utilidad para la implementación de técnicas de ensayo no destructivas, utilizadas para el estudio y monitoreo de los suelos durante diferentes procesos. Como ejemplo de estas técnicas se puede mencionar a los estudios de integridad de barreras, monitoreo de geoprocesos (como ser plumas contaminantes), detección de inclusiones enterradas en el subsuelo y la aplicación e interpretación de avanzadas técnicas tomográficas.

Los parámetros que caracterizan dinámicamente a un suelo son el módulo de corte dinámico (G) y la relación de amortiguamiento (D). A bajas deformaciones, el módulo de corte es denominado módulo máximo (G_{max}), parámetro que se encuentra relacionado en forma directa con la velocidad de propagación de ondas S (V_s). En este punto, vale la pena establecer la diferencia entre lo que son propiedades dinámicas y estáticas de los suelos. El término “dinámico”, se refiere a un estado de carga, que puede ser tanto cíclico como monotónico, en el que la velocidad de aplicación de la carga es suficientemente elevada como para que las fuerzas de inercia generadas deban ser tenidas en cuenta. En condiciones de carga dinámica, la aceleración sufrida por las partículas de suelo es un factor fundamental, motivo por el cual, la rigidez de una muestra estará directamente relacionada con propiedades tales como la velocidad de propagación de ondas o la frecuencia de resonancia de la misma. Por otro lado, el término “estático”, define un estado de carga, tanto cíclico como monotónico, en el que la velocidad de aplicación de la carga es suficientemente pequeña como para que las fuerzas de inercia puedan ser despreciadas.

Este trabajo se centra en el estudio del módulo de corte dinámico del loess de la Provincia de Córdoba, medido mediante velocidad de propagación de ondas y en resonancia. En forma adicional, se presentan mediciones del módulo cuasiestático, determinado en pruebas de corte torsional cíclico a bajas frecuencias. Por este motivo, de aquí en adelante, se hablará de módulo de elasticidad en forma general, entendiendo por el mismo al módulo dinámico, ya que cuando se haga alusión al módulo estático se lo aclarará explícitamente. Una nomenclatura muy utilizada en la literatura, es referirse simplemente al módulo de elasticidad y aclarar en cada caso la velocidad y la cantidad de ciclos de aplicación de la carga (ver por ej., Kim, 1991; Tatsuoka y Shibuya, 1992; Borden et al. 1996; Lo Presti et al., 1997).

En un material perfectamente elástico, la rigidez es independiente de la velocidad, número de ciclos y tipo de carga (monotónica o cíclica). Lamentablemente, este no es el caso de los suelos, los cuales presentan un comportamiento tensión deformación altamente no lineal. Como consecuencia, las diferencias en la velocidad, número de ciclos y tipo de carga (entre otros factores) existentes entre las distintas técnicas de medición del módulo de deformación, tendrán una influencia decisiva en el resultado obtenido. Por otro lado, la no linealidad del comportamiento tensodeformacional de los suelos, hace que el módulo de elasticidad resulte fuertemente dependiente del nivel de deformación. Consecuentemente, la construcción de obras civiles tales como muros de sostenimiento, fundaciones y túneles, en las que las deformaciones desarrolladas en la masa de suelo resultan diferentes, hacen que el valor del módulo de elasticidad asociado a cada una, pueda variar hasta un orden de magnitud de un problema a otro, aún tratándose del mismo suelo. En la Figura 1.1 se presentan rangos de deformación típicos involucrados en diferentes problemas de la geotecnia junto con la variación del módulo con la deformación.

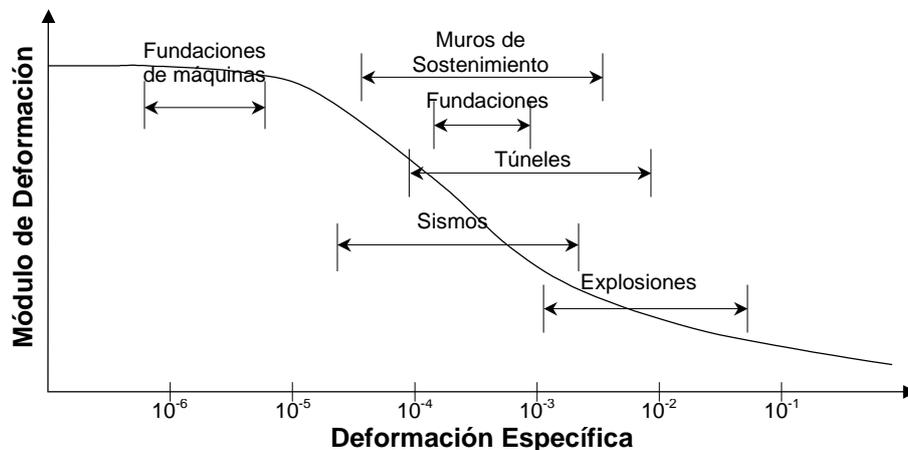


Figura 1.1: Curva de degradación del módulo con el nivel de deformación junto con los rangos de deformación típicos involucrados en diferentes problemas geotécnicos.

Este comportamiento del módulo elástico de los suelos ha hecho que el Ingeniero deba tener muy claro el motivo de la medición del módulo, ya que deberá escoger entre los métodos de medición disponibles, aquel que mejor represente las condiciones reales de trabajo. Se ha observado en muchos casos, que existe una gran dispersión en los

resultados obtenidos por distintos autores y sobretodo utilizando distintas técnicas de medición. Evidentemente estas diferencias son consecuencia de las diferentes variables que están afectando la medición en uno y en otro caso. No obstante estas consideraciones, a muy bajas deformaciones (inferiores a 10^{-6}), el comportamiento de los suelos puede considerarse elástico y lineal. De esta forma, la rigidez evaluada a través de pruebas dinámicas a bajas deformaciones, como ser la medición de la velocidad de propagación de ondas in situ, puede ser utilizada con suficiente aproximación en la resolución de problemas de naturaleza estática. Esto es así, siempre y cuando se tengan en cuenta una serie de factores adicionales que serán descriptos en detalle a lo largo del presente trabajo.

Las propiedades dinámicas de los suelos han sido extensamente estudiadas en las últimas tres décadas. Muchos de estos estudios se han centrado principalmente en la determinación del potencial de licuación bajo cargas dinámicas y en la modelación semiempírica de la variación del módulo de corte (G) con el nivel de deformaciones, utilizando para ello resultados dinámicos obtenidos a partir de ensayos triaxiales cíclicos y de columna resonante.

En los últimos años, se ha observado que la rigidez dinámica de la matriz estructural del suelo, sufre cambios como consecuencia de modificaciones producidas a nivel de contacto entre partículas y en las propiedades microestructurales del material, generadas por agentes externos. En este aspecto puede considerarse significativo el estudio de la interacción físico - químico entre partículas y líquidos saturantes. En el loess, los vínculos de arcillas están conformados principalmente por ilitas y montmorillonitas, las cuales al hidratarse pierden su rigidez.

En general, los trabajos de investigación referidos al loess desarrollados durante las décadas del 80 y 90, han focusado su atención en la comprensión del mecanismo de colapso, la relación entre el colapso y la estructura del suelo, la evaluación del potencial de colapso y la modelación del comportamiento tensión deformación. Bajo condiciones de carga estáticas, los conceptos sustentados por la mecánica de los suelos no saturados, parecen explicar con buena aproximación el comportamiento del loess (Alonso y Gens, 1994; Barton, 1994). Existen estudios más recientes que tienen en cuenta la respuesta de

tipo dinámica pero haciendo énfasis en los efectos correspondientes a grandes deformaciones.

El planteo de modelos que tengan en cuenta la variación del módulo dinámico del loess con el nivel de tensiones, amplitud de deformación y el grado de saturación, resultaría de gran utilidad para la modelación de los problemas de interacción suelo - estructura.

El objetivo principal de la presente Tesis es la realización de un estudio sistemático de las variables fundamentales que inciden en la velocidad de propagación de ondas y el módulo de corte dinámico del loess del centro de la República Argentina tanto en estado natural como compactado. De esta manera, se procura determinar la influencia que variables tales como el estado tensional, grado de saturación, relación de vacíos, amplitud de deformación, estructura interna, número de ciclos y frecuencia de carga tienen en el módulo de corte del loess cordobés. A su vez, se pretende relacionar las variaciones en la velocidad de onda con los cambios producidos en la microestructura del material como consecuencia de los estados tensionales impuestos, procesos de compactación, alteración sufrida por las muestras y efectos del remoldeo.

En la Figura 1.2 se presenta en forma esquemática la organización de la presente Tesis.

En el Capítulo 2 del presente trabajo, se presenta un estudio exhaustivo de la literatura actual relacionada con las variables que afectan al módulo elástico de los suelos. Entre dichas variables se encuentra el nivel de deformación, motivo por el cual se presentan los modelos matemáticos tradicionales para la modelación de la variación del módulo con la deformación. Se analiza también el efecto que la alteración sufrida por las muestras durante su extracción tiene en el módulo máximo. Finalmente, en este mismo Capítulo se presenta una breve descripción de las técnicas de campo y de laboratorio más comunes para la determinación del módulo dinámico.

En el Capítulo 3 se presenta una breve reseña sobre la distribución, origen, composición y estructura del loess, tema que ya ha sido tratado con profundidad en los trabajos de Maestría y Doctorado de Rocca (1985), Redolfi (1990) y Rinaldi (1994). Adicionalmente se presenta una revisión sobre el comportamiento, estructura y principales propiedades ingenieriles de los suelos compactados.

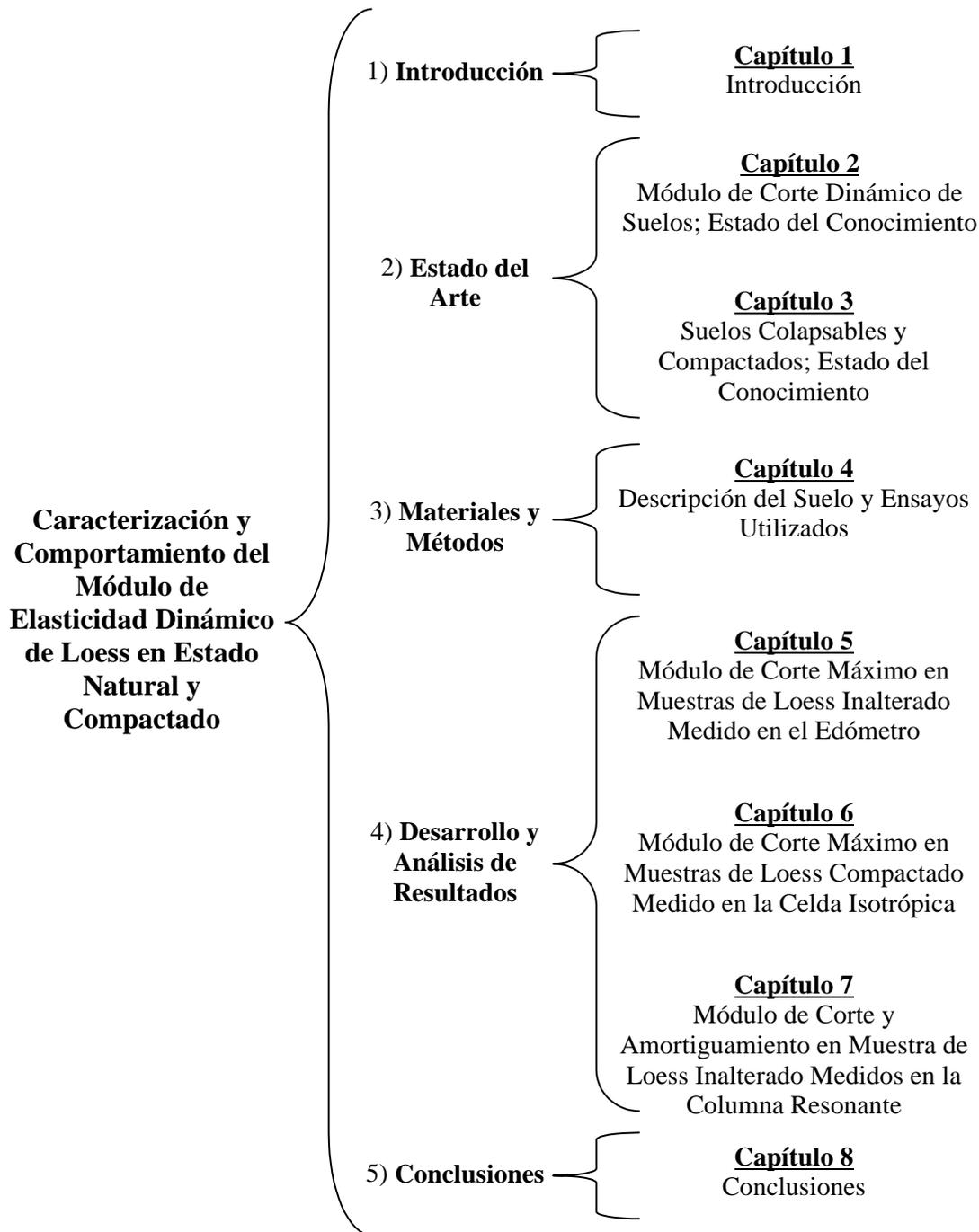


Figura 1.2: Organización de la Tesis.

En el Capítulo 4, se detallan las principales propiedades del material utilizado para la ejecución de los ensayos presentados en los Capítulos siguientes. Asimismo, se describen los tres equipos utilizados para el desarrollo del presente estudio, a saber: la celda edométrica modificada, la celda isotrópica modificada y la columna resonante, junto con los dispositivos periféricos necesarios para su utilización y las técnicas de medición y reducción de datos utilizados para llevar a cabo los ensayos. Se detalla

finalmente, el procedimiento empleado para la calibración de la columna resonante junto con un análisis de la influencia que las diferentes variables involucradas en la medición ejercen en la precisión del resultado final.

En el Capítulo 5 se presenta un estudio experimental sobre el comportamiento de la velocidad de onda y el módulo de corte máximo del loess en estado inalterado. Este estudio se realizó en la celda edométrica modificada mediante la incorporación de cristales piezocerámicos (bender elements). Se analiza la influencia que la presión de confinamiento, estructura y el grado de saturación ejercen en la velocidad de propagación de ondas y el módulo máximo del loess en estado natural. Se compara la velocidad de ondas de muestras inalteradas y remodeladas a la misma densidad y con la misma humedad. A su vez se discuten los efectos de la alteración sufrida por las probetas durante el muestreo y remodelado.

En el Capítulo 6 se desarrolla un estudio experimental en el que se analiza a la velocidad de propagación de ondas, al módulo de corte máximo (G_{max}) y a la relación de Poisson (ν) en muestras de loess compactadas en distintos puntos de la curva de compactación correspondiente al ensayo Proctor Estándar. Dicho estudio, se basa en los resultados de ensayos de medición de velocidad de propagación de ondas ejecutados en una celda triaxial modificada. Con este estudio se pretende visualizar la relación existente entre los parámetros dinámicos (G_{max} y ν) y la presión de confinamiento, grado de saturación, densidad y estructura interna modificada por el proceso de compactación. Para aproximar las mediciones, se propone un modelo potencial con un término independiente que considera la velocidad de onda cuando el confinamiento es nulo.

En el Capítulo 7 se presenta un análisis de los resultados obtenidos en la columna resonante sobre muestras indisturbadas de loess. Este dispositivo fue utilizado tanto en resonancia como en torsión estática cíclica. Los resultados obtenidos permiten analizar la influencia de variables tales como la presión de confinamiento, contenido de humedad, frecuencia y número de ciclos de carga en el módulo de corte de muestras de loess inalterado a distintos niveles de deformación. Se desarrolla un modelo que define el módulo de corte del loess ensayado para deformaciones comprendidas entre 10^{-6} y 10^{-3} aplicable a cualquier condición de confinamiento y humedad. Finalmente, se

presentan los valores de amortiguamiento determinados en los ensayos de columna resonante y corte torsional estático cíclico.



*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 2

**MÓDULO DE CORTE
DINÁMICO DE SUELOS;
ESTADO DEL
CONOCIMIENTO**

CAPÍTULO 2

MÓDULO DE CORTE DINÁMICO DE SUELOS; REVISIÓN

2.1 INTRODUCCIÓN

La correcta determinación del módulo de deformación de un suelo es de gran importancia en la Geotecnia, por cuanto permite determinar los asentamientos de fundaciones, terraplenes y estructuras de suelo en general ya sea a través de métodos aproximados o a través del empleo de técnicas de elementos finitos. Por otra parte el módulo dinámico es un parámetro esencial a la hora de predecir el comportamiento de los suelos frente a sollicitaciones sísmicas, explosiones o la respuesta de fundaciones de máquinas.

El comportamiento tensión deformación de los suelos es altamente no lineal, motivo por el cual, en la práctica geotécnica se requiere de la determinación de módulos a distintos niveles de deformación. La medición del módulo de deformación de los suelos ha constituido desde antaño un desafío para la Ingeniería Geotécnica, proponiéndose numerosos ensayos para la determinación de este parámetro. Los mismos, se diferencian por basarse en métodos directos e indirectos. Los primeros asumen que el suelo es un material elástico perfecto, sustentándose por lo tanto, en la existencia de una relación directa entre el módulo de corte (G) y la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s). De este modo, por medio de la medición de V_s , puede evaluarse a G . Estos métodos son válidos únicamente para pequeñas deformaciones, por lo que el módulo medido resulta ser el módulo máximo (G_{max}). Dentro de los métodos directos, existen también aquellos basados en la medición del comportamiento tensión deformación del material, definiendo un módulo secante a los puntos extremos del ciclo de histéresis desarrollado. Con estos procedimientos, es posible medir el módulo correspondiente a diferentes niveles de deformación. Los métodos indirectos, consisten en obtener al módulo a través de correlaciones empíricas con resultados de ensayos de uso más habitual en la Mecánica de Suelos, como ser el ensayo de Penetración Estándar (SPT) o el Cono Estático (CPT), los cuales en general, someten al suelo a niveles de deformación más elevados.

Es común encontrar diferencias considerables entre los módulos determinados por diferentes métodos, lo cual puede conducir a errores de gran magnitud. Por ejemplo, la estimación de los asentamientos sufridos por una fundación a partir del módulo medido in situ mediante propagación de ondas, suele conducir a valores hasta un orden de magnitud inferiores a los que realmente van a producirse. Ejemplos como este, exigen en forma imperativa una búsqueda de las causas responsables de las variaciones del módulo obtenido mediante distintas pruebas y un entendimiento acabado de las variables que afectan al mismo, de manera de poder determinar el valor adecuado del módulo a utilizar en cada caso.

En este Capítulo se presenta primeramente un estudio de las variables que afectan al módulo de deformación de los suelos observando la influencia que cada una de las mismas ejerce. Se analiza también el efecto de la alteración sufrida por las muestras durante su extracción del lugar de origen, conjuntamente con una comparación entre los módulos medidos in situ y en laboratorio. Seguidamente se describen las técnicas de campo y de laboratorio más comunes empleadas para la medición del módulo dinámico conjuntamente con los métodos indirectos.

2.2 DEFINICIONES DE MÓDULO

2.2.1 Según el Tipo de Carga

En Mecánica de Suelos suelen definirse diferentes módulos de deformación en función de las condiciones de carga aplicadas (Figura 2.1). Si se aplica un esfuerzo uniaxial σ_1 a una muestra cilíndrica de suelo, se producirá una compresión vertical (ε_1) y una expansión lateral (ε_2 y ε_3) con las cuales se define al módulo de Young o módulo de barras (E) de la forma:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\nu \cdot \varepsilon_1 \quad (\text{Ec. 2.2})$$

siendo ε_1 , ε_2 y ε_3 las deformaciones específicas en las direcciones 1, 2 y 3 respectivamente (positivas cuando son compresiones) y ν el coeficiente de Poisson.

Si se aplica una tensión tangencial (τ_{12}) a un paralelepípedo, el mismo sufrirá una distorsión tangencial (γ_{12}) con los que se define al módulo de tangencial o de corte (G) de la forma:

$$G = \frac{\tau_{12}}{\gamma_{12}} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Las ecuaciones 2.1 a 2.3 definen las tres constantes básicas de la teoría de la elasticidad: E , G y ν . Solo se requiere conocer dos de estas constantes, ya que entre ellas se encuentran relacionadas mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Para el caso especial de compresión isótropa, en que $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{conf}$ y $\tau_{23} = \tau_{21} = \tau_{12} = 0$, se define al módulo volumétrico (B) como:

$$B = \frac{\sigma_{conf}}{\varepsilon_{vol}} = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

en la que ε_{vol} es la deformación volumétrica:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 3 \cdot \varepsilon_1 \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Otro tipo de módulo especial es el obtenido en compresión confinada, denominado módulo edométrico o confinado (M), el cual se define como la relación entre el esfuerzo axial y la deformación axial en compresión confinada. Este módulo se relaciona con el módulo de Young a través de la relación de Poisson de la forma:

$$M = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot 1 - 2 \cdot \nu} \tag{Ec. 2.7}$$

En un estado de compresión confinada, se demuestra que las tensiones horizontales en las direcciones 2 y 3 desarrolladas al aplicar un carga vertical σ_1 resultan iguales a:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_1 \tag{Ec. 2.8}$$

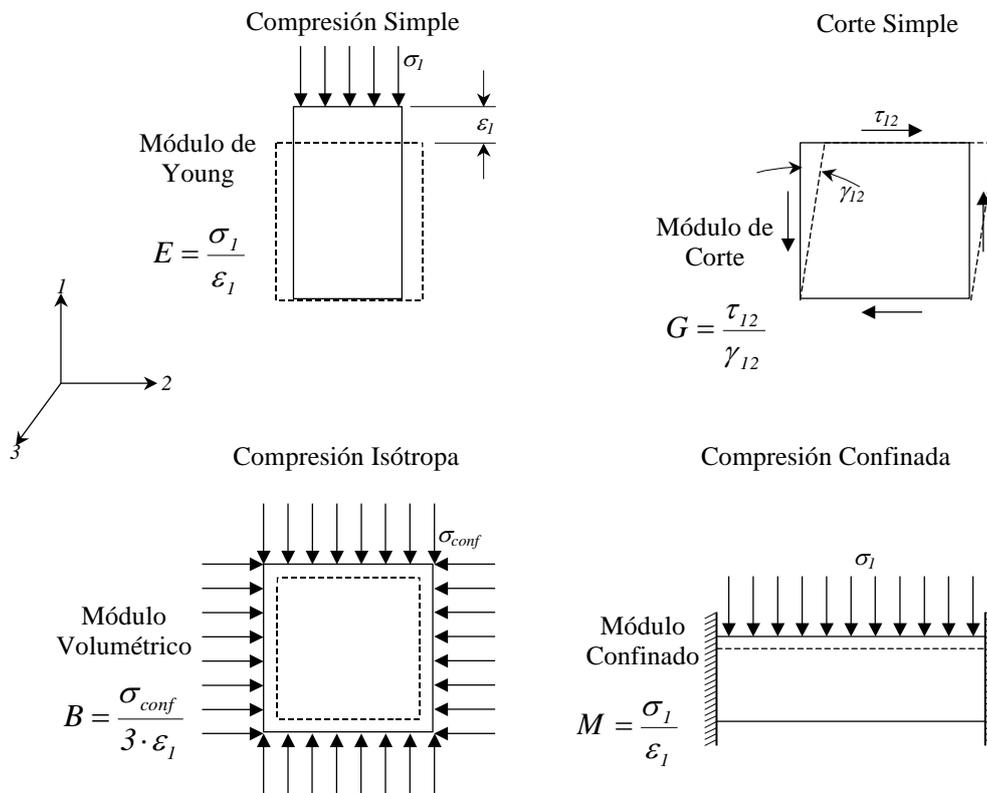


Figura 2.1: Distintos tipos de módulos de deformación según las condiciones de carga.

Debido a que a bajas deformaciones el comportamiento de los suelos puede considerarse lineal y elástico, los módulos de deformación confinado (M), de Young (E), de corte (G) y la relación de Poisson (ν) pueden relacionarse con las velocidades de propagación de ondas de compresión (V_p), longitudinales (V_L) y de corte (V_s), a través de la teoría de la elasticidad (ver por ej. Richart et al. 1970):

$$V_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = V_L \cdot \sqrt{\frac{I - \nu}{(I + \nu) \cdot (I - 2 \cdot \nu)}}, \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}}, \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = V_L \cdot \sqrt{\frac{I}{2 \cdot (I + \nu)}}, \quad (\text{Ec. 2.11})$$

en las que ρ representa a la densidad del material.

Expresiones de este tipo sirven de sustento a los métodos de medición del módulo basados en la determinación de la velocidad de propagación de ondas.

2.2.2 Según la Magnitud de los Esfuerzos y Deformaciones

La relación entre la tensión y la deformación de los suelos es altamente no lineal. Incluso a niveles de deformación inferiores al límite elástico, el suelo exhibe ciclos de histéresis. En la figura 2.2 se muestra una curva de tensión deformación ideal obtenida en una muestra de suelo sometida a un ciclo de corte simétrico en el que se hizo variar la tensión entre valores $\pm\tau_a$. En dicha gráfica, la curva definida por los puntos a-b-c-d-e se define como la “curva virgen” de la muestra ensayada. En esta figura se definen una serie de módulos de corte según cual sea la magnitud de los incrementos tensionales considerados. Los módulos definidos son:

G_{max} : el módulo máximo, definido por la pendiente inicial de la curva virgen.

G : el módulo secante, definido por los puntos extremos del ciclo de histéresis.

G_{tan} : el módulo tangente, definido como la pendiente de la curva tensión deformación a un nivel de deformación determinado.

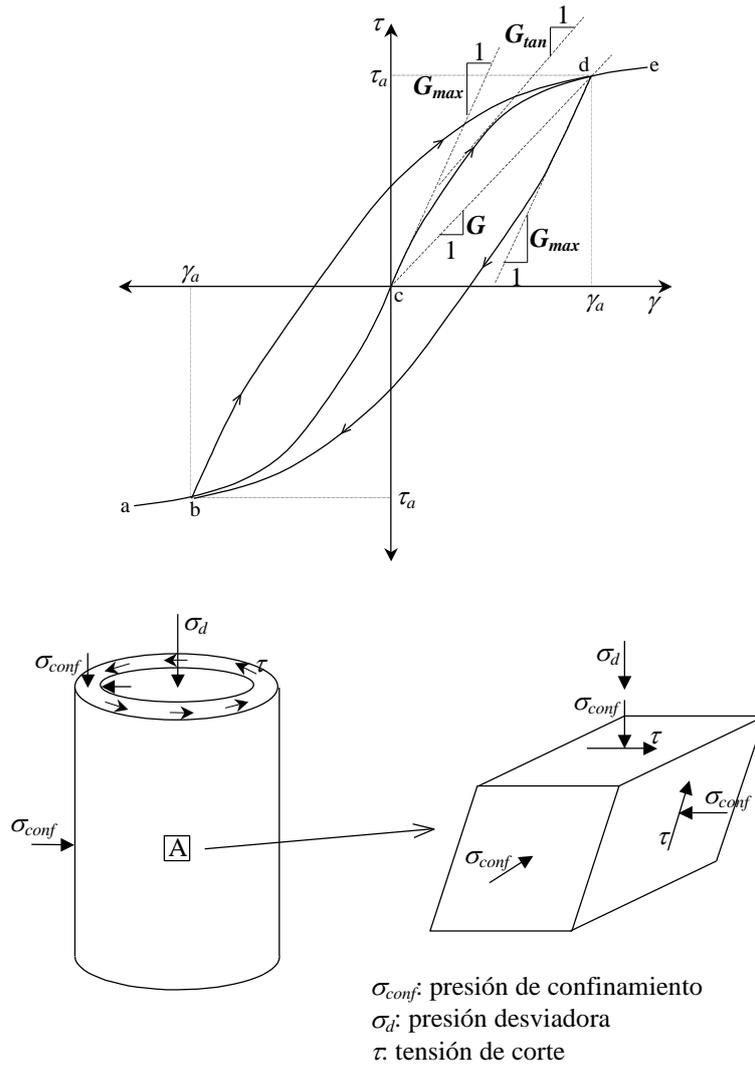


Figura 2.2: Definición de diferentes módulos de corte según la magnitud de los incrementos tensionales considerados.

Masing (1926) propuso dos hipótesis en base a las cuales pueden construirse los ciclos de histéresis. Este autor observó que:

- El módulo de corte correspondiente a los tramos de descarga tiene el mismo valor que el módulo tangente inicial a la curva virgen o módulo máximo (G_{max}).
- La forma de las curvas de recarga y descarga de un ciclo de histéresis es la misma que la de la curva virgen pero con el origen trasladado al punto de inversión de la carga y las escalas de tensiones y deformaciones multiplicadas por dos.

2.3 VARIABLES QUE AFECTAN AL MÓDULO DE ELASTICIDAD

Muchos autores han intentado enumerar las variables que afectan al módulo de elasticidad de los suelos y describir el efecto de cada una de las mismas. Hardin y Drnevich (1972a) propusieron la siguiente clasificación según su importancia:

- Amplitud de deformación
- Tensión principal efectiva media
- Relación de vacíos
- Grado de saturación
- Relación de sobreconsolidación
- Nivel de resistencia efectiva
- Tensiones octaédricas
- Efectos del tiempo (tixotropía)
- Frecuencias de carga (para cargas periódicas)
- Número de ciclos de carga (para cargas repetitivas)
- Características de los granos, tamaño, forma, graduación, mineralogía, etc.
- Estructura del suelo
- Cambios volumétricos sufridos como consecuencia de tensiones de corte (para deformaciones menores del 0.5%)

El orden presentado es meramente tentativo, ya que la importancia relativa de los parámetros varía de un suelo a otro.

A esta lista deben sumarse dos parámetros que no han sido considerados por Hardin y Drnevich (1972a) y que para muchos suelos no pueden ser obviados. Estos son la cementación y la alteración sufrida por las muestras. Esta última variable si bien no es

una propiedad intrínseca de los suelos debe ser tomada en cuenta ya que su influencia en el módulo puede ser significativa.

Tabla 2.1: Parámetros que afectan al módulo de elasticidad de diferentes tipos de suelo.

Tipo de Suelo	Condición	Parámetros Comunes	Parámetros Especiales
Arenas y Gravavas	Saturados	Amplitud de deformación Tensión efectiva media Relación de Vacíos Estructura	Historia de tensiones Forma de deposición
Limos y arcillas			Relación de sobreconsolidación Tixotropía
Limos y arcillas	No saturados	Características de los granos, tamaño, forma, gradación, mineralogía, etc.	Grado de saturación Succión Contenido de finos
Arenas, limos y arcillas	Cementados	Número de ciclos de carga Frecuencia de carga	Contenido y rigidez del agente cementante Solubilidad del agente cementante Tipo de fluido en los poros

En la Tabla 2.1 se presenta una clasificación de los parámetros que afectan al módulo de deformación separándolos según su afectación a cada tipo de suelo y en función de la condición. En la misma, se diferenciaron a los suelos saturados de los no saturados. Actualmente la Mecánica de los Suelos No Saturados constituye una materia de estudio por sí sola. La misma se diferencia de la Mecánica de los Suelos Clásica (para suelos saturados) por la invalidez del principio de tensiones efectivas de Terzaghi. En la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados, el comportamiento tensión deformación debe enunciarse en base a parámetros de estado, generalmente constituidos por las tensiones totales, la succión y la deformación (Alonso y Gens, 1994). Los tipos especiales de suelos, como ser los suelos residuales o los suelos áridos, deben considerarse como suelos parcialmente saturados y ligeramente cementados.

La influencia de cada uno de los parámetros indicados se describe en los párrafos sucesivos.

2.3.1 Amplitud de Deformación

El más importante de los parámetros que afectan al módulo de deformación de los suelos es el nivel de deformación. La relación entre el módulo y la amplitud de deformación es inversa, observándose que el módulo decrece a medida que el nivel de deformación aumenta. Los efectos de la amplitud de deformación en el módulo de corte de una arena, pueden apreciarse en la Figura 2.3.

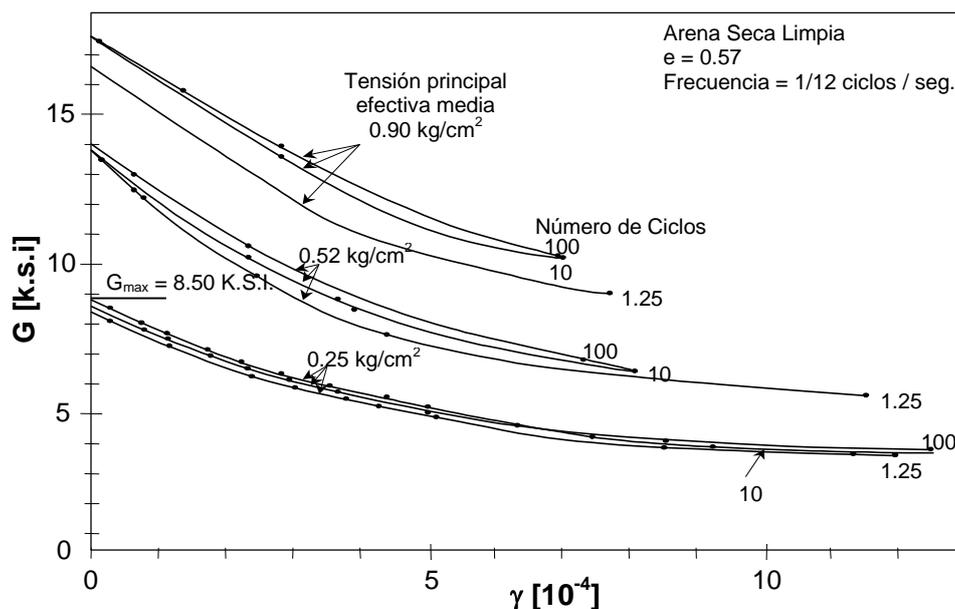


Figura 2.3: Efectos de la deformación específica de corte (γ), tensión principal efectiva media y número de ciclos de carga en el módulo de corte (G) de una arena (Hardin y Drnevich, 1972a).

En la Figura 2.3 se observa que el módulo decrece muy rápidamente al aumentar los niveles de deformación específica. De esta gráfica se desprende que aparentemente no existen niveles de deformación por debajo de los cuales el módulo sea independiente de las deformaciones. Sin embargo, mediciones posteriores hechas para niveles de deformación del orden de 10^{-6} , indican que la curva puede ser extrapolada hasta el valor cero de deformación y obtener un valor inicial del módulo (G_{\max} , ver Figura 2.2) (Hardin, 1978; Kim, 1991; Vucetic, 1994). Dyvik y Madshus (1985), concluyeron que a los fines prácticos, resulta razonable asumir que el valor del módulo medido para deformaciones inferiores a 10^{-5} resulta igual a G_{\max} . Como consecuencia, el módulo de corte máximo puede ser obtenido directamente a través de ensayos de medición de

velocidad de propagación de ondas, tanto en el laboratorio como en el campo, ya que el nivel de deformaciones involucrado en mediciones de este tipo es del orden de 10^{-6} .

Los datos de la Figura 2.3 corresponden a una arena, sin embargo la forma general de las curvas que representan la relación módulo de elasticidad - amplitud de deformación para los suelos cohesivos es similar. Este hecho se puede apreciar en la Figura 2.4 en donde se ha representado la relación mencionada para distintos tipos de suelos (Hardin y Drnevich, 1972a). En este gráfico se observa claramente que la velocidad de decrecimiento del módulo varía de un suelo a otro. Esta velocidad depende fundamentalmente del valor de G_{max} y de la resistencia al corte del suelo.

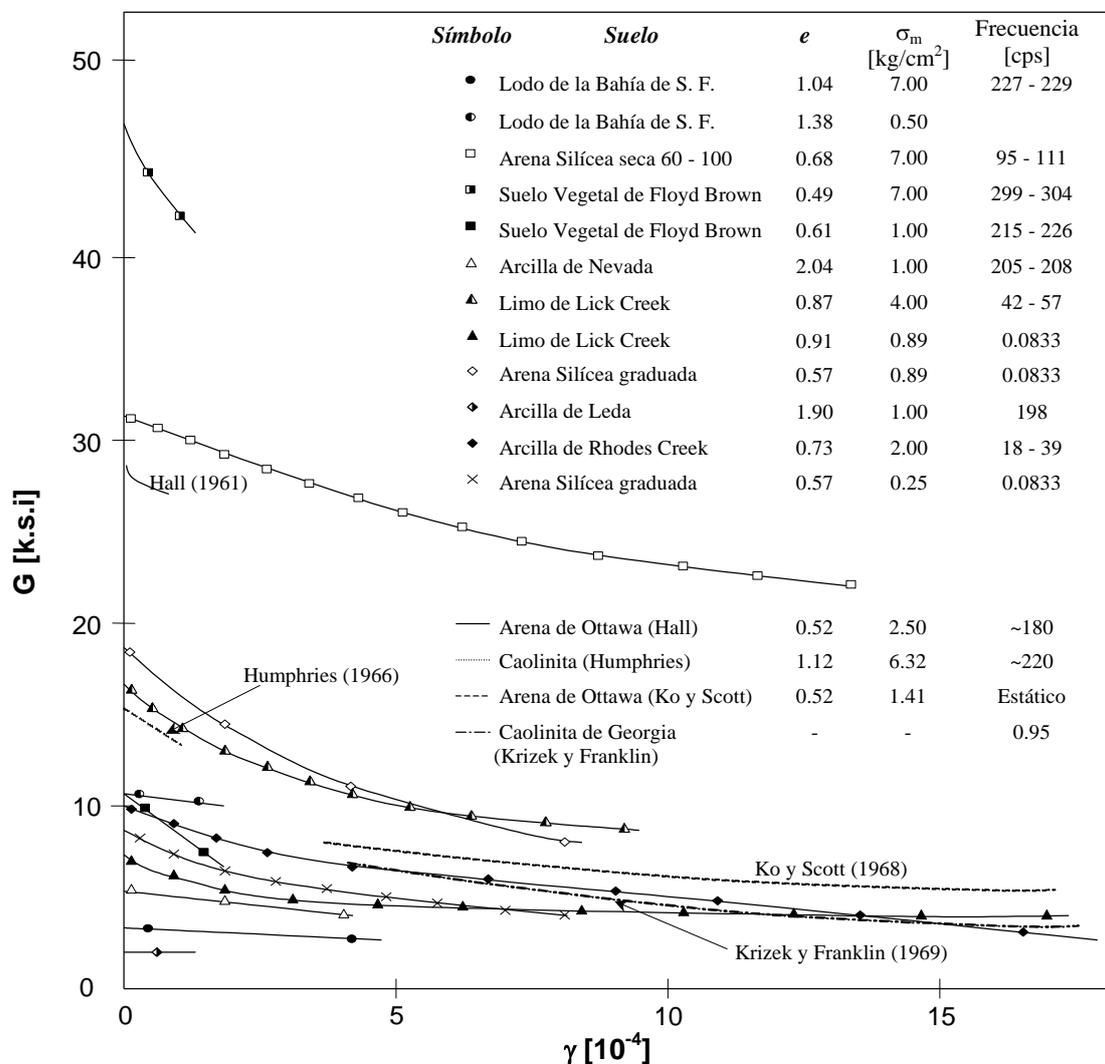


Figura 2.4: Módulo de corte (G) versus deformación específica de corte (γ) para distintos tipos de suelo (Hardin y Drnevich, 1972a).

En la Figura 2.5 se grafica el rango en el que pueden variar los valores de la relación entre el módulo normalizado con respecto al módulo máximo (G / G_{max}) y la deformación específica en distintos tipos de suelos según datos obtenidos por Hardin y Drnevich (1972a).

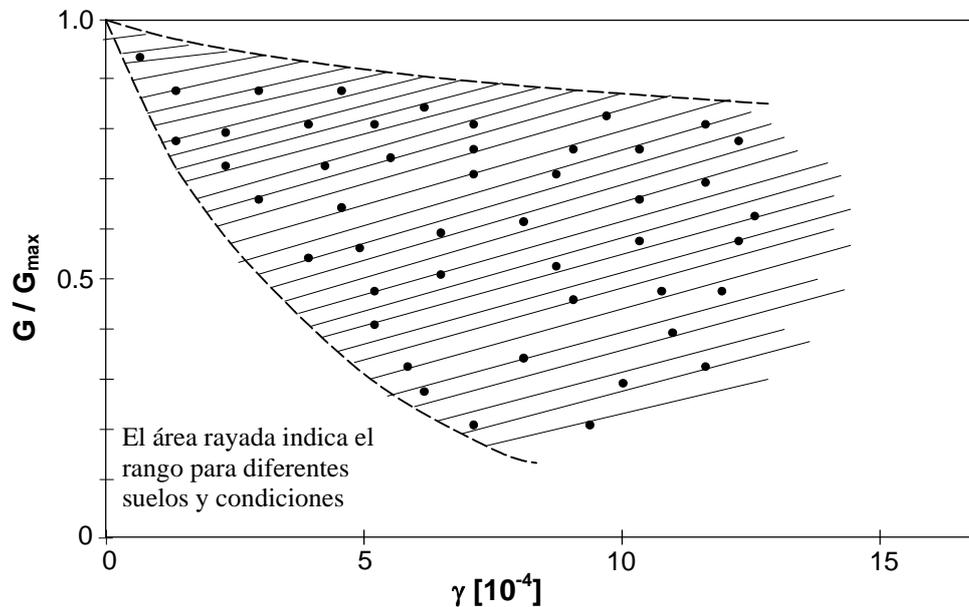


Figura 2.5: Módulo de corte normalizado (G / G_{max}) versus deformación de corte (γ) para distintos tipos de suelo (Hardin y Drnevich, 1972a).

Resultados similares se muestran en la Figura 2.6, correspondiente a datos de ensayos realizados sobre ocho muestras inalteradas de diferentes tipos de suelos cohesivos (Hardin y Drnevich, 1972a). De los datos provistos por la Figura 2.6, se puede inferir que el módulo para suelos cohesivos blandos sometidos a bajos valores de presión efectiva media ($\sigma'_m = 0.1 \text{ kg/cm}^2$), decrece rápidamente con el aumento de la deformación específica, y puede llegar a ser menor al 20 % de G_{max} para deformaciones del 0.05 % ($5 \cdot 10^{-4}$). A su vez, en esta figura se aprecia que la degradación sufrida por el módulo al aumentar la deformación es mayor al disminuir la presión de confinamiento.

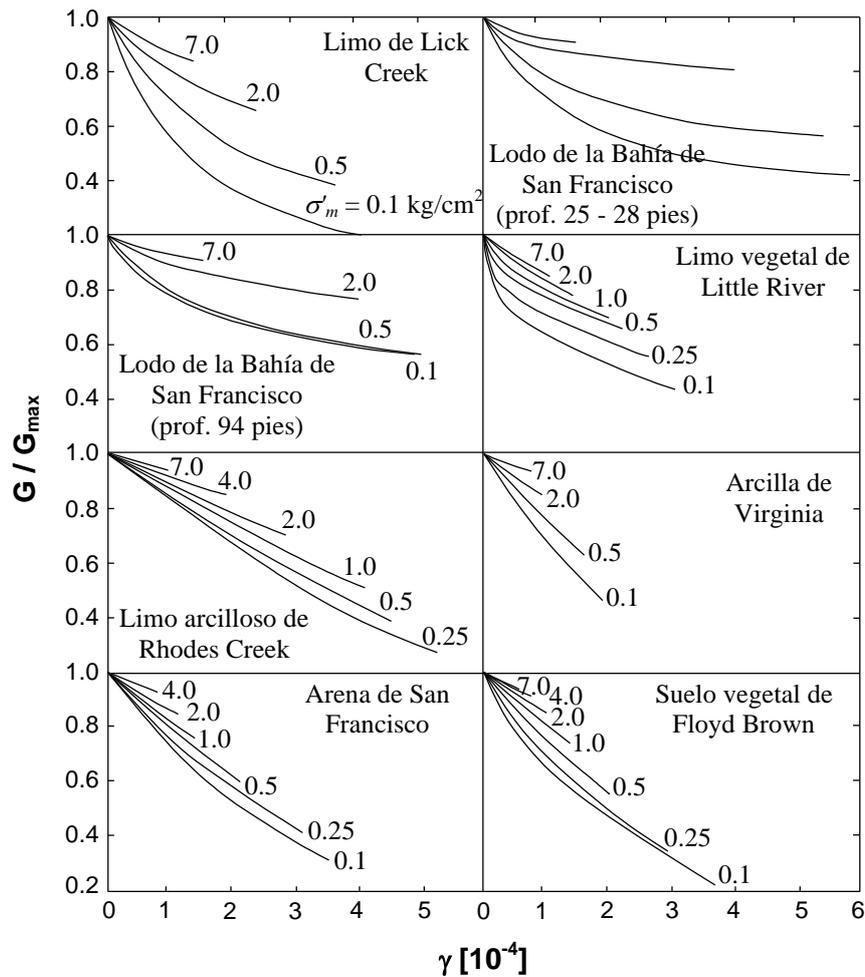


Figura 2.6: Módulo de corte normalizado (G / G_{max}) versus deformación específica de corte (γ) para distintos tipos de suelos cohesivos. Resultados obtenidos en la columna resonante a altas frecuencias y para diferentes presiones efectivas medias (σ'_m) (Hardin y Drnevich, 1972a).

Diversos autores han centrado su atención en la determinación de los límites del comportamiento elástico de los suelos. Lanzo et al. (1997) observó que la no linealidad del comportamiento de los suelos se extiende hasta deformaciones del orden de 10^{-5} , concluyendo que a estos niveles de deformación la falta de linealidad es más notoria en arenas y arcillas de baja plasticidad, decreciendo en la medida que el índice de plasticidad crece. Vucetic (1994), Rollins et al. (1998) y Clayton y Heymann (2001) entre otros, mostraron que a niveles de deformación menores que 10^{-5} , el módulo de corte se mantiene esencialmente constante y en su máximo valor (G_{max}). Jovicic y Coop (1997) manifestaron que en el caso de suelos cementados, este límite puede extenderse a mayores niveles de deformación. Clayton y Heymann (2001), observaron que por

debajo del límite elástico, las mediciones de laboratorio comparan bien con los resultados obtenidos in situ en todos los tipos de suelos.

Vucetic (1994) definió dos límites de deformación en el comportamiento de los suelos. El límite elástico cíclico (γ_e) y el límite volumétrico cíclico (γ_v), siendo $\gamma_v > \gamma_e$. Estas deformaciones representan fronteras entre diferentes categorías del comportamiento del suelo frente a acciones cíclicas. Para deformaciones inferiores al límite elástico (γ_e) el suelo se comporta como un material lineal y elástico. Entre γ_e y γ_v el suelo se transforma en no lineal pero se mantiene elástico, ya que los cambios que se producen en su microestructura son despreciables o nulos. Por encima del límite volumétrico el suelo se comporta en forma extremadamente no lineal e inelástica, sufriendo cambios de volumen, generación de presiones de poros, degradación cíclica, etc.. En la Figura 2.7 se presentan las diferentes zonas del comportamiento del suelo mientras que en la Tabla 2.2 se muestran los distintos tipos de análisis a aplicar en la dinámica de suelos según cual sea el nivel de deformación involucrado.

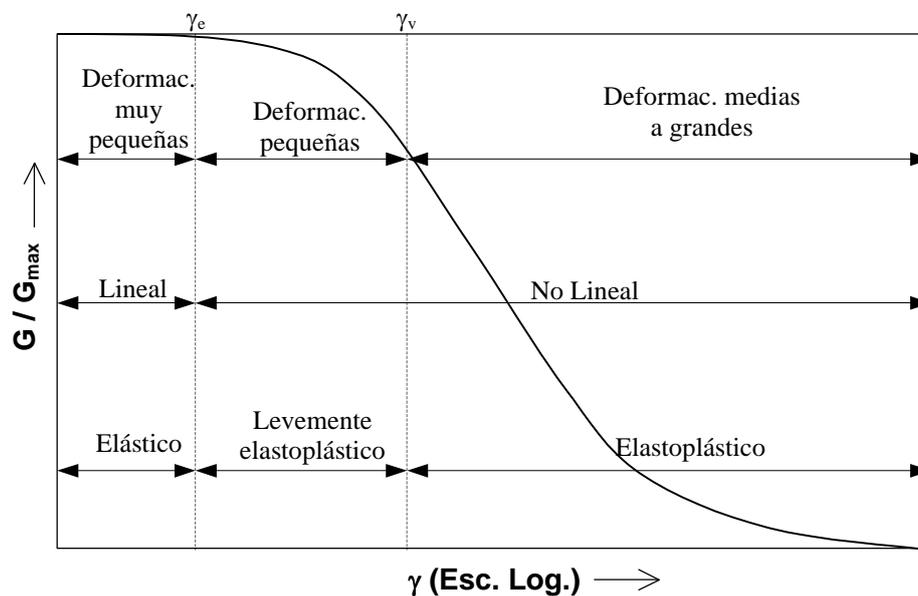


Figura 2.7: Curva de degradación del módulo normalizado respecto al módulo máximo (G / G_{max}) en función de la deformación específica (γ) con las diferentes zonas de comportamiento (Vucetic, 1994).

Tabla 2.2: Rangos de deformación involucrados en los problemas de dinámica de suelos con la metodología de análisis a aplicar (Vucetic, 1994).

Rango de deformaciones	Linealidad	Elasticidad y Plasticidad	Método de Análisis apropiado
Muy pequeñas ($0 < \gamma < \gamma_e$)	Lineal	Elástico	Lineal elástico utilizando G_{max} .
Pequeñas ($\gamma_e < \gamma < \gamma_v$)	No lineal	Levemente elastoplástico	Lineal equivalente utilizando un valor apropiado de G
Medias a grandes ($\gamma_e < \gamma$)	No lineal	Elastoplástico	No lineal. Para análisis aproximado se puede usar un análisis lineal equivalente con un valor de G apropiado

Vucetic (1994) observó que en el caso de arcillas, los límites elásticos definidos crecen con el Índice de Plasticidad. En la Figura 2.8 se presenta la variación promedio de los límites elásticos en arcillas con el Índice de Plasticidad.

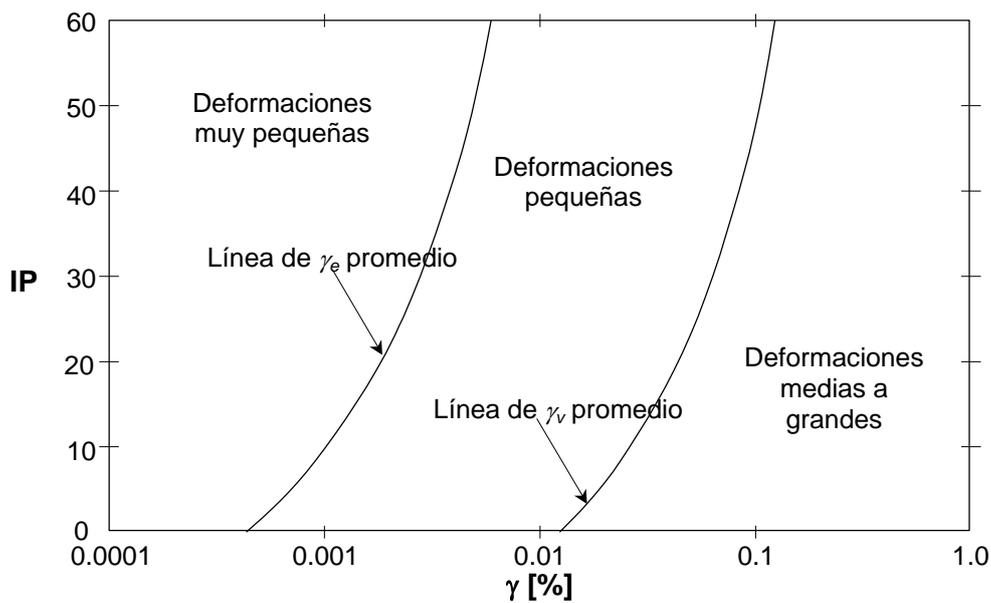


Figura 2.8: Variación de los límites elásticos (γ_e) y volumétricos (γ_v) cíclicos con el Índice de Plasticidad en arcillas (Vucetic 1994).

2.3.2 Tensión Efectiva Media y Relación de Vacíos

Se han propuesto diferentes expresiones matemáticas que intentan aproximar el valor del módulo máximo (G_{max}) correspondiente a pequeñas deformaciones. En las mismas se intenta predecir el efecto de la relación de vacíos y del estado tensional mediante expresiones de la forma:

$$G_{max} = C \cdot f(e) \cdot \sigma'_m{}^\eta, \quad (\text{Ec. 2.12})$$

en donde C y η son constantes, $f(e)$ es una función de la relación de vacíos y σ'_m es la presión efectiva media definida como:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

siendo σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 las tensiones efectivas en las tres direcciones principales.

La constante C está relacionada con la rigidez de la estructura del suelo mientras que el exponente η indica cuan sensible es el módulo a los cambios en el estado tensional.

Esta expresión de origen empírico, es notablemente semejante a las ecuaciones resultantes de los análisis a nivel de la micromecánica de agrupaciones de partículas esféricas (Chang et al., 1991; Santamarina y Cascante, 1996). Santamarina y Cascante (1998) observaron que el exponente η refleja la naturaleza de los contactos entre granos, rugosidad superficial de las partículas y cambios en la fábrica del suelo. El estudio de dichos autores muestra que a medida que la rugosidad superficial de las partículas que conforman el suelo aumenta, el módulo máximo decrece, y el exponente η crece. En el caso de materiales granulares, este exponente se correlaciona con el número de coordinación entre partículas (Santamarina y Cascante, 1996). Estudios de Fernández y Santamarina (2001) con suelos cementados, mostraron que la presencia de un agente cementante, atenúa el efecto de la naturaleza de los contactos entre granos.

La Figura 2.3 muestra como crece el módulo con la tensión principal efectiva media (σ'_m). Existen numerosos trabajos (Hardin y Black, 1968; Drnevich y Richart, 1970) en

los que se muestra que G_{max} varía con la raíz cuadrada de σ'_m y que a grandes niveles de deformación, en suelos granulares, el módulo depende fundamentalmente de la resistencia del suelo. Seed e Idriss (1970) observaron que el módulo de corte en arenas puede ser relacionado con la presión efectiva media (σ'_m) mediante la expresión:

$$G = 1000 \cdot K_2 \cdot \sqrt{\sigma'_m}, \tag{Ec. 2.14}$$

en la que la influencia de la amplitud de deformación, relación de vacíos y demás parámetros queda establecida en el valor del factor K_2 . En la Figura 2.9 se presenta la variación del parámetro K_2 con diferentes variables que afectan al módulo.

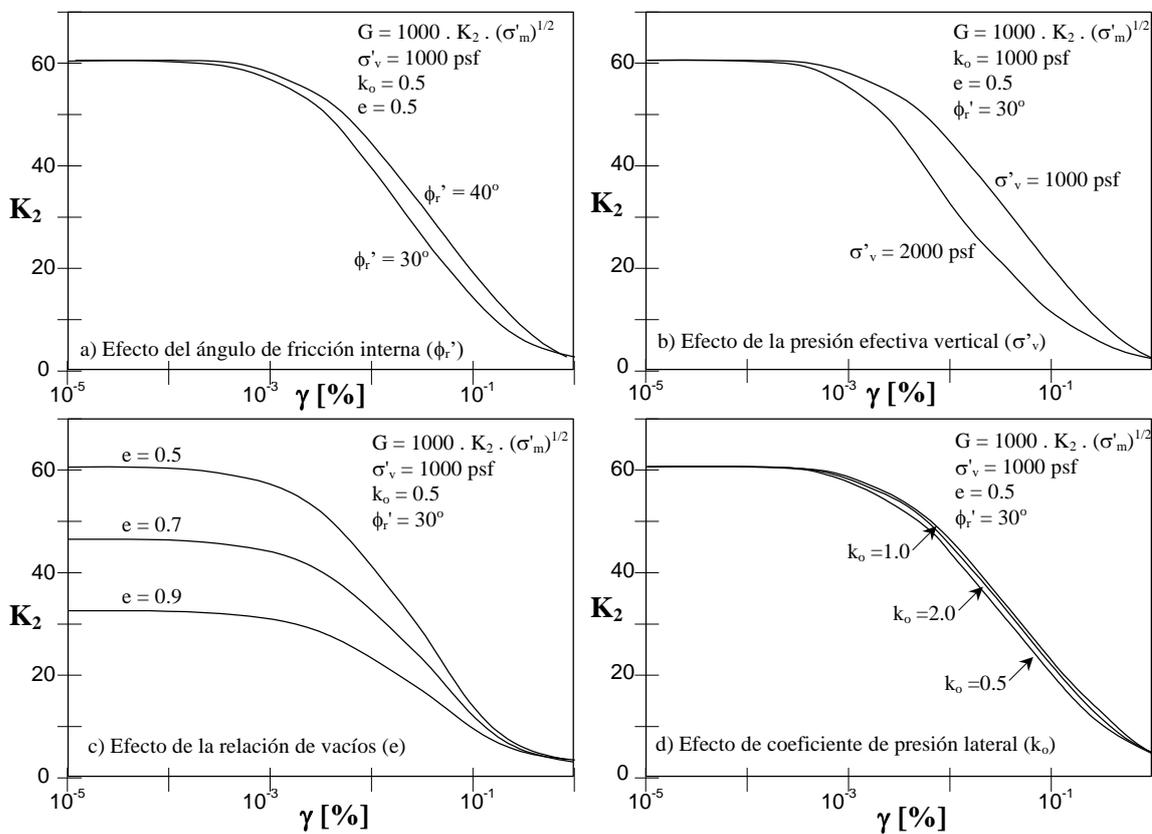


Figura 2.9: Influencia de diversos factores en el módulo de corte de una arena (Seed e Idriss, 1970).

De la Figura 2.9, Seed e Idriss (1970) obtuvieron las siguientes conclusiones:



- A muy pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-3}$ %), K_2 depende únicamente de la relación de vacíos.
- A niveles medios de deformación (10^{-3} % $< \gamma < 10^{-1}$ %) la variación de K_2 con la distorsión (γ) está suavemente afectada por la presión vertical efectiva (σ'_v) existiendo una influencia del ángulo de fricción interna (ϕ_r') y del coeficiente de presión lateral en reposo (k_o) prácticamente nulas. Los valores de K_2 siguen siendo fuertemente dependientes de la relación de vacíos (e).
- A altos niveles de deformación ($\gamma > 10^{-1}$ %) la variación de K_2 con la deformación es afectada por la presión vertical efectiva pero es independiente de los valores de k_o , ϕ_r' y e .

De la primera de las tres conclusiones puede inferirse la existencia de un valor de K_2 máximo (K_{2max}) correspondiente a bajas deformaciones. Este valor depende únicamente de la relación de vacíos. De esta manera el módulo máximo puede ser obtenido como:

$$G_{max} = 1000 \cdot K_{2max} \cdot \sqrt{\sigma'_m}, \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Esta expresión ha sido comúnmente utilizada para evaluar el módulo máximo de gravas y arenas, ya que la relación entre el parámetro K_{2max} y la densidad relativa (Dr) puede ser evaluada in situ con relativa facilidad mediante mediciones de velocidad de onda y ensayos de penetración estándar (SPT). Rollins et al. (1998) presentan resultados de este tipo.

Alarcón Guzmán et al. (1989) mostraron que en arenas, a pequeñas deformaciones el módulo es proporcional a la raíz cuadrada de la presión efectiva media, mientras que a grandes deformaciones la relación entre el módulo y la presión efectiva media se hace lineal (ver Figura 2.10).



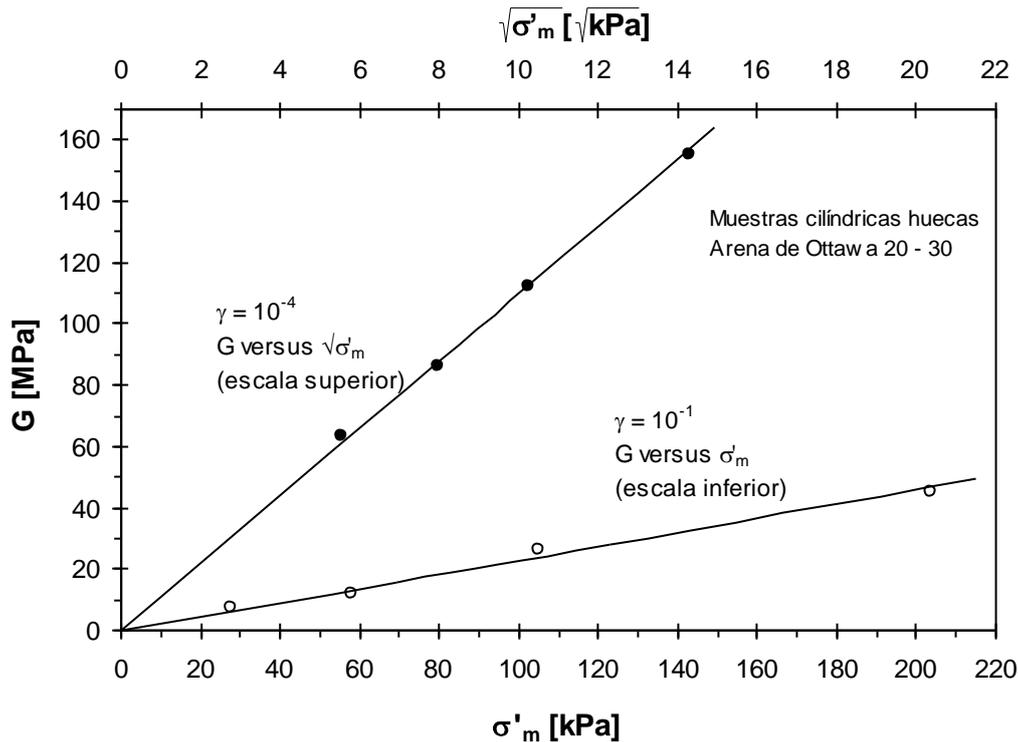


Figura 2.10: Relación entre el módulo de corte (G) y al presión efectiva de confinamiento media (σ'_m) en arenas a altas y bajas deformaciones (Alarcón - Guzmán et al., 1989).

Viggiani y Atkinson (1995), observaron como se modifica el exponente de la ecuación 2.12 a medida que el nivel de deformación crece. Estos autores notaron que a grandes niveles de deformación este exponente (para deformaciones medias a grandes, denominado η_g) puede alcanzar valores próximos a la unidad. Este fenómeno puede atribuirse en parte al cambio en el comportamiento del suelo, que pasa de ser elástico a plástico al pasar de pequeñas a grandes deformaciones. En la Figura 2.11 se presenta la variación del exponente η_g con el nivel de deformación reportada por Viggiani y Atkinson (1995) en suelos finos.

En la Figura 2.4 se puede ver también el efecto de la relación de vacíos en el módulo. Se observa que a medida que las deformaciones crecen, se hace más difícil separar el efecto de la relación de vacíos del de la presión efectiva media (σ'_m).

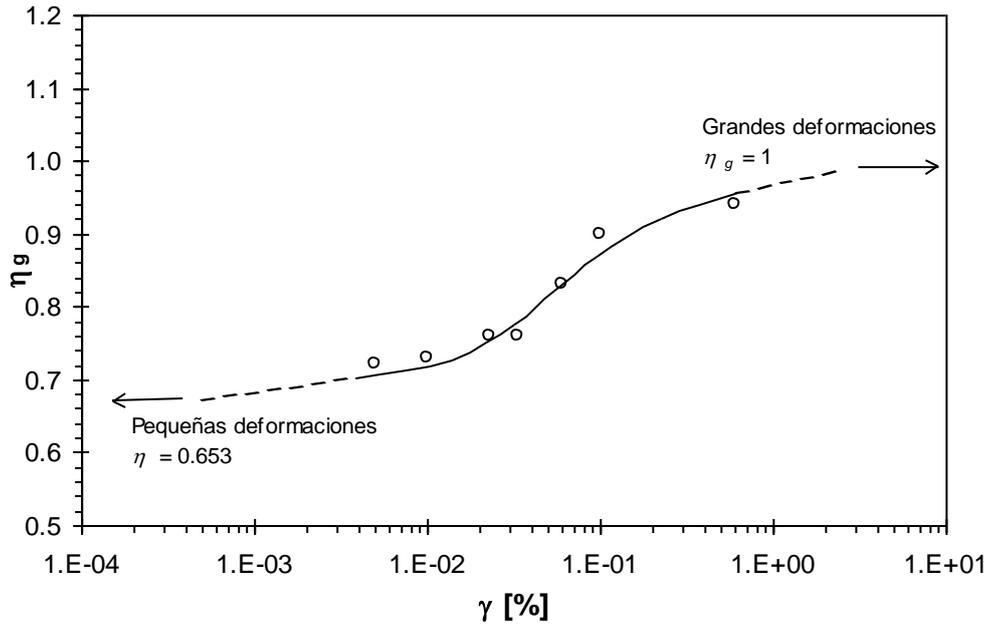


Figura 2.11: Variación del exponente η_g con el nivel de deformación (γ) en suelos de grano fino (Viggiani y Atkinson, 1995).

En la ecuación 2.12 puede apreciarse que el módulo se vincula con la relación de vacíos a través de una función denominada $f(e)$. Muchos autores han propuesto expresiones alternativas para la función $f(e)$, aunque la más común es de la siguiente forma (Hardin y Black, 1968):

$$f(e) = \frac{(cte - e)^2}{1 + e}, \quad \text{Ec. (2.16)}$$

en la que cte es una constante ajustable a cada caso particular.

Ishihara (1993) y Shibuya et al. (1997) hicieron una revisión de expresiones de este tipo para distintos suelos. En la Tabla 2.3 se presentan los valores de la constante η y de la función $f(e)$ de la ecuación 2.12 propuestas por distintos investigadores.

Tabla 2.3: Parámetros de la ecuación 2.12 para diferentes tipos de suelos.

Suelo	η	$f(e)$	Referencia
Arena de Ottawa	0.5	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	Hardin y Richart, (1963); Yu y Richart (1984)
Arena de granos angulares y partidos	0.5	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	Hardin y Richart (1963)
Arena de Toyura	0.5	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	Kokusho (1980)
Arenas	0.5	$\frac{1}{e}$	Hicher (1996)
Arenas y arenas limosas	0.44	$\frac{1}{0.3 + 0.7 \cdot e^2}$	Stokoe y Ni (1985), Hardin y Blandford (1989)
Arcillas de baja plasticidad ($0.6 < e < 1.5$)	0.5	$\frac{(2.97 - e)^2}{1 + e}$	Hardin y Black (1968)
Montmorillonita ($1.5 < e < 2.5$)	0.5	$\frac{(4.4 - e)^2}{1 + e}$	Marcuson y Wahls (1972)
Arcillas compresibles ($1.5 < e < 4$)	0.6	$\frac{(7.32 - e)^2}{1 + e}$	Kokusho et al. (1982)
Arcillas blandas sin cementación	0.5	$\frac{1}{(1 + e)^{2.4}}$	Shibuya et al. (1997)
Arcillas de baja plasticidad	0.5	$\frac{1}{e}$	Hicher (1996)

2.3.3 Grado de Saturación

El efecto del grado de saturación en el módulo G ha sido tenido en cuenta desde los estudios de Hardin y Richart (1963) y Hardin y Drnevich (1972a). Estos autores, notaron que el grado de saturación ejerce una influencia fundamental en los suelos cohesivos, mientras que en los suelos granulares su significancia es menor.

En arenas limpias los efectos capilares resultan despreciables y por lo tanto las presiones aplicadas controlan la rigidez de la estructura del suelo. En estos casos, la influencia de la saturación en el módulo solo se manifiesta como consecuencia de los cambios de densidad (ρ) generados por la variación del grado de saturación (Stokoe y Santamarina, 2000) por cuanto de la ecuación 2.11 se desprende que:

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad (\text{Ec. 2.17})$$

La influencia de las fuerzas capilares generadas en los contactos entre partículas, aumenta con el contenido de finos. En los suelos finos, se observa que cuanto mayor es el grado de saturación, menor resulta el módulo G . A su vez, cuanto más fino es el material constitutivo del suelo, mayor es el efecto de las fuerzas capilares a nivel de contacto entre partículas. Un pequeño porcentaje de arcilla puede llegar a jugar un papel crítico en la rigidez del material. Un ejemplo típico es el loess, en el que durante los procesos de secado, las partículas más finas de arcilla migran hacia los contactos entre los granos de arena y limo formando uniones tipo puentes de arcilla, las cuales aumentan significativamente la rigidez de la estructura resultante. En los suelos cohesivos, a diferencia de las arenas, debido a la dificultad que presenta la determinación de las presiones efectivas cuando los suelos están parcialmente saturados, se trabaja en presiones totales y el grado de saturación es considerado como un parámetro independiente (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Qian et al. (1994), estudiaron el efecto del grado de saturación en el módulo máximo de una arena mezclada con finos. Estos investigadores concluyeron que las tensiones capilares generadas como consecuencia de la saturación parcial, producen un notable incremento en los valores de G_{max} . A su vez, observaron que este efecto es más pronunciado en suelos con bajas relaciones de vacíos. Qian et al. notaron la existencia de un grado de saturación óptimo para el cual se genera el mayor valor posible de G_{max} . Este grado de saturación óptimo crece a medida que la relación de vacíos se incrementa, crecimiento que está controlado por el contenido de partículas pasantes por el tamiz IRAM N° 400. La presión de confinamiento no afecta el grado de saturación óptimo. En la Figura 2.12 se presentan algunos de los resultados obtenidos por Qian et al. (1994) en una arena de origen glacial con un porcentaje de partículas pasantes por el Tamiz IRAM N° 400 del 13.4 %. En el eje de las ordenadas se ha representado al módulo medido (G_{max}) normalizado respecto al módulo del material en estado seco ($G_{max\ seco}$). Gehling et al. (2002) obtuvieron resultados semejantes a los de Qian et al. (1994) en una arcilla del estado de Río Grande Do Sul (Brasil).

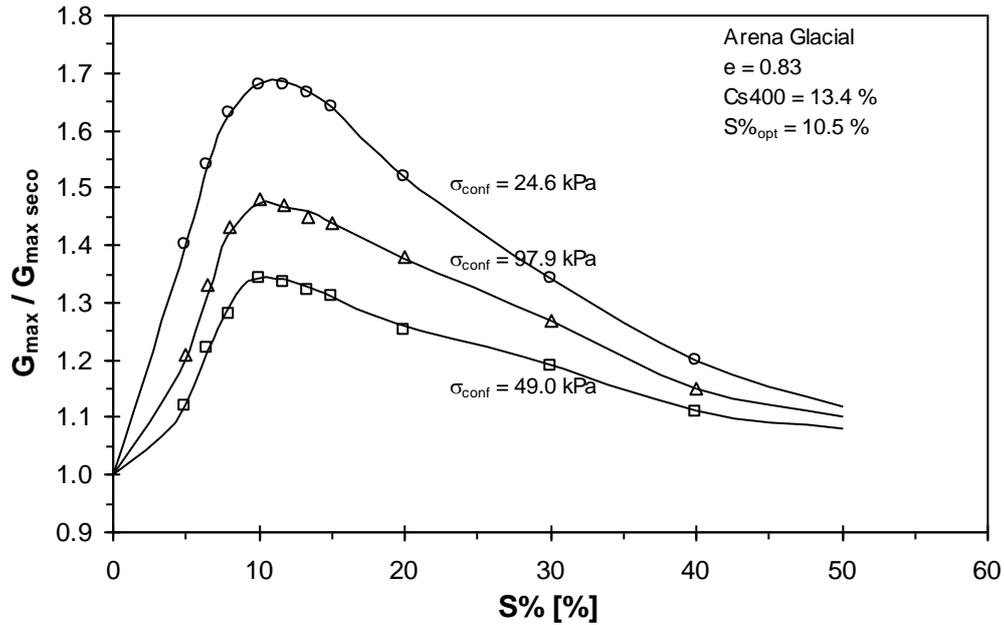


Figura 2.12: Variación del módulo de corte máximo normalizado respecto al módulo de corte máximo en estado seco (G_{max} / G_{seco}) con el grado de saturación ($S\%$) en una arena glacial para varias presiones de confinamiento (σ_{conf}) (Qian et al., 1994).

Referencias: $S\%_{opt}$: grado de saturación correspondiente a la humedad óptima de compactación; $Cs400$: porcentaje pasante tamiz IRAM N° 400.

Cho y Santamarina (2001) estudiaron a un nivel de microescala, las tensiones de contacto generadas como consecuencia de la saturación parcial de los materiales compuestos por partículas. Estos autores desarrollaron un modelo con el que pudieron predecir las tensiones efectivas resultantes del efecto combinado de la succión y las presiones aplicadas por cargas externas. En la Figura 2.13 se presentan los resultados obtenidos mediante este modelo. Cho y Santamarina (2001), consideraron también las deformaciones en los contactos entre partículas predichas por la teoría de Hertz como consecuencia de estas tensiones. Los resultados presentados en la Figura 2.13 corresponden a partículas esféricas con un radio $R = 1 \mu m$, superficie específica $S_{es} = 3 \cdot 10^6$ y módulo de corte $G = 3.7 GPa$.

A diferencia de las conclusiones de Qian et al. (1994), Cho Santamarina (2001) no notaron la existencia de ningún grado de saturación óptimo para el cual los valores de la velocidad de propagación de ondas y del módulo resulten máximos. Por el contrario, observaron que los valores del módulo y de la velocidad de onda crecen a medida que la saturación se hace menor. Resultados típicos de variación de la velocidad de

propagación de ondas de corte con el grado de saturación obtenidos por estos autores en arenas limpias pueden apreciarse en la Figura 2.14.

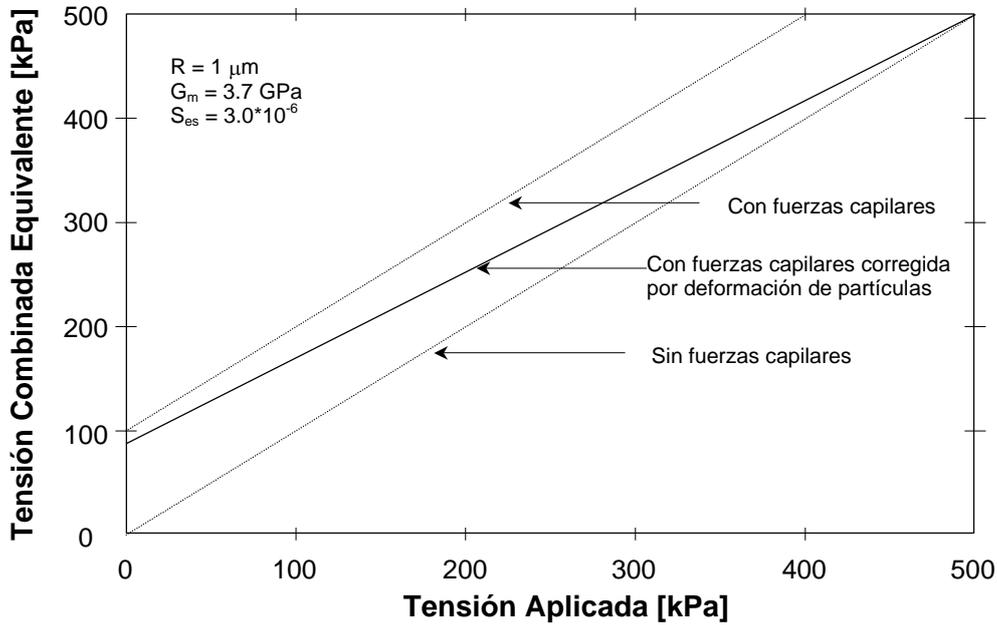


Figura 2.13: Tensiones resultantes de considerar el efecto combinado de las tensiones aplicadas y las fuerzas capilares resultantes en los contactos entre partículas (Cho y Santamarina, 2001).

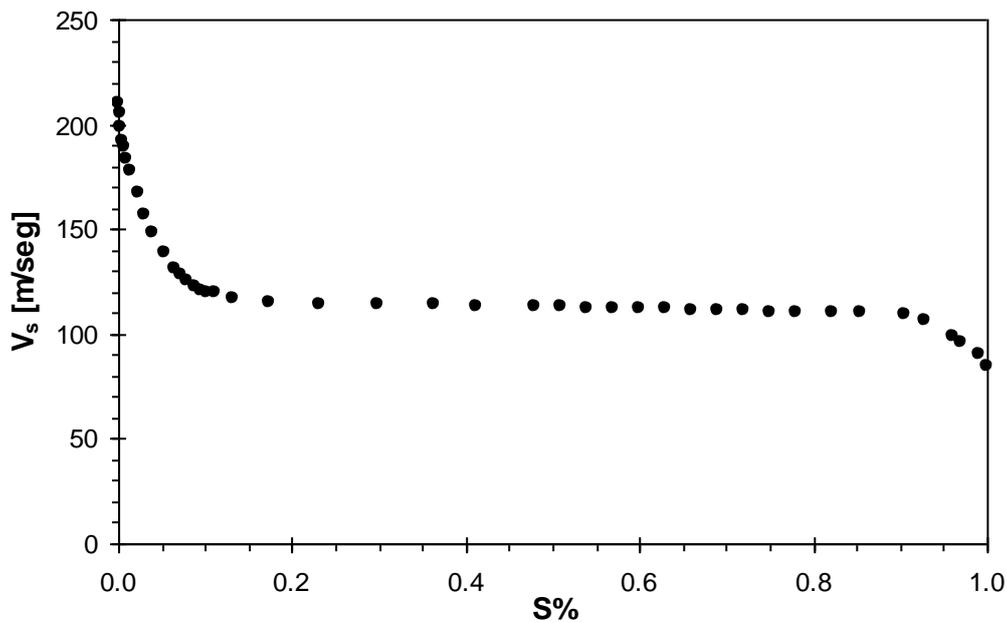


Figura 2.14: Variación de la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) con el grado de saturación ($S\%$) en una arena limpiada mediante hervor en agua (Cho y Santamarina, 2001).

La variación del módulo de elasticidad con el grado de saturación en loess en estado natural ha sido tomada en cuenta por Wu et al. (1987), Rinaldi y Redolfi (1996), Rinaldi et al. (1998) y Hardcastle y Sharma (1998). Todos estos autores coinciden en que el módulo de deformación crece al disminuir el grado de saturación. En la Figura 2.15 se presentan resultados obtenidos por Hardcastle y Sharma (1998). Wu et al. (1987) realizaron ensayos triaxiales dinámicos en muestras de loess inalterado con distintos contenidos de humedad. Dividieron al comportamiento del loess en seco y húmedo. En el primer caso, el módulo se mantiene constante al variar la amplitud de deformación, mientras que en el segundo caso el módulo decrece con el nivel de deformación en la manera descrita por Hardin y Drnevich (1972a).

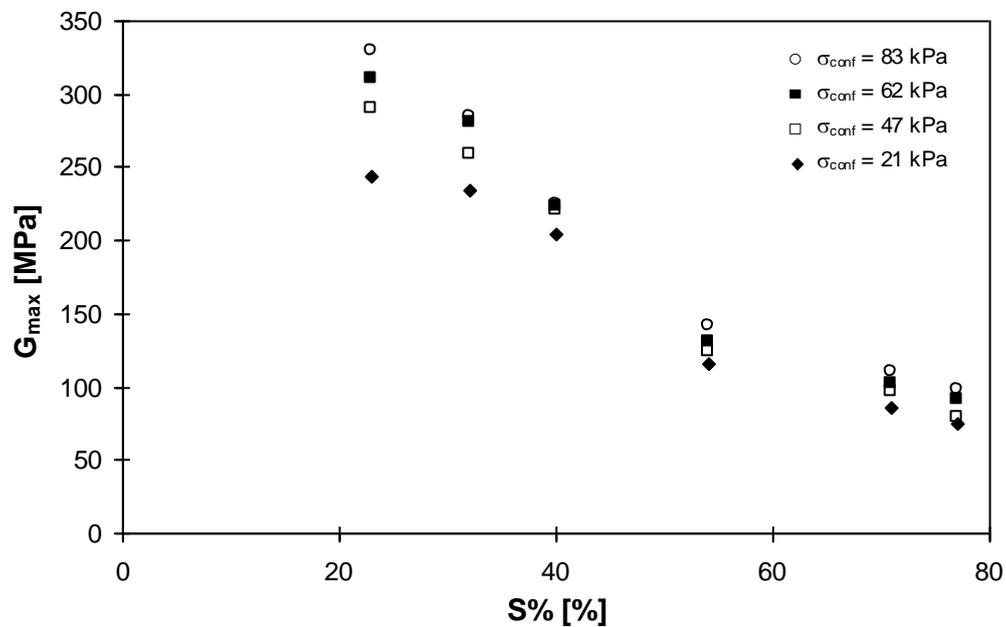


Figura 2.15: Efecto del grado de saturación ($S\%$) en el módulo máximo (G_{max}) de un loess arcilloso para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) (Hardcastle y Sharma, 1998).

2.3.4 Relación de Sobreconsolidación

La historia tensional sufrida por el suelo también afecta el valor del módulo de elasticidad. Hardin y Black (1968) propusieron una expresión del tipo de la ecuación

2.12 para arcillas inalteradas en la que introdujeron el efecto de la relación de sobreconsolidación (OCR) de la siguiente manera:

$$G_{max} = 3270 \cdot \frac{2.97 - e^2}{1 + e} \cdot OCR^k \cdot \sigma_{conf}^{\eta}, \quad (\text{Ec. 2.18})$$

siendo k un parámetro que depende del Índice de Plasticidad (IP) en la forma:

$$k = \frac{IP}{100} - 0.5 \cdot \left(\frac{IP}{100} \right)^2, \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Puede observarse que el exponente k varía entre 0 y 0.5 para IP que varía entre 0 y 100. Esta ecuación fue determinada a partir de análisis de regresión en base a datos propuestos por Hardin y Drnevich (1972a).

Weiler (1988) observó que si en la ecuación 2.12 se elige una función de la relación de vacíos ($f(e)$) apropiada, la influencia de la relación de sobreconsolidación resulta despreciable. Según el estudio de Weiler, para arcillas normalmente consolidadas el módulo máximo puede obtenerse como:

$$G_{maxNC} = \chi \cdot \sigma'_m{}^{\alpha}, \quad (\text{Ec. 2.20})$$

en la que α y χ son constantes y G_{maxNC} es el módulo máximo de una arcilla normalmente consolidada. Obsérvese que α no tiene por qué ser igual al exponente η de la ecuación 2.12.

En este caso se ha reemplazado la función $f(e)$ por una constante que no tiene en cuenta la variación de la relación de vacíos durante los procesos de carga y descarga. De esta manera, el módulo máximo para la misma arcilla pero con diferentes relaciones de sobreconsolidación (G_{maxSC}) puede ser modelado como:

$$G_{maxSC} = \chi \cdot \sigma'_m{}^{\alpha} \cdot OCR^k = G_{maxNC} \cdot OCR^k, \quad (\text{Ec. 2.21})$$

En la Figura 2.16 se presenta la variación del cociente G_{maxSC} / G_{maxNC} con la relación de sobreconsolidación (OCR) obtenida con los resultados de ensayos ejecutados en distintas arcillas. En esta Figura, puede apreciarse que la pendiente de las curvas así obtenidas, es igual a la constante k de la ecuación 2.21. En las mediciones realizadas sobre diferentes arcillas estudiadas por Weiler (1988), este parámetro osciló entre 0.3 y 0.7, tomando como promedio un valor de 0.6. En general, en las arcillas tenidas en cuenta el exponente α resultó mayor a 0.5.

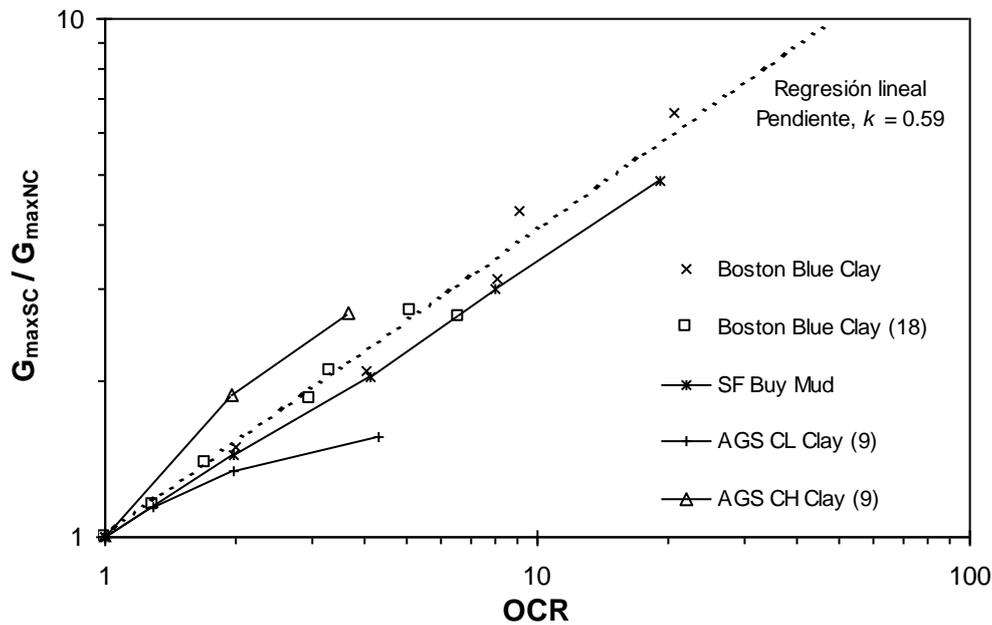


Figura 2.16: Variación de la relación entre el módulo de corte máximo de una arcilla sobreconsolidada y el módulo de corte máximo de la misma arcilla pero normalmente consolidada (G_{maxSC} / G_{maxNC}), con respecto a la relación de sobreconsolidación (OCR) en cinco depósitos naturales de arcilla (Weiler, 1988).

El trabajo de Weiler (1988) permite concluir que si el producto $C \cdot f(e)$ de la ecuación 2.12 es reemplazado por la constante χ , el término OCR^k no puede ser despreciado. Viggiani y Atkinson (1995) confirmaron estos resultados con datos adicionales. Estos autores mostraron que el parámetro χ varía con el índice de plasticidad. Por otro lado, notaron que el hecho de usar una constante en vez de la función $f(e)$, trae como consecuencia que el exponente α de las ecuaciones 2.20 y 2.21 sea levemente diferente al exponente η de la ecuación 2.12.

El efecto de la relación de sobreconsolidación en el módulo elástico de los suelos para grandes niveles de deformación, fue estudiado por Vucetic y Dobry (1991) y Lanzo et al. (1997). Estos autores mostraron que las curvas de degradación del módulo normalizado respecto al módulo máximo (G / G_{max}) con la deformación específica (γ), desarrollan valores más altos a medida que la relación de sobreconsolidación crece. Este efecto se manifiesta tanto en arenas como en arcillas, haciéndose menos notable al aumentar el Índice de Plasticidad.

Para el caso de arenas, Alarcón – Guzmán et al. (1989) mostraron que la aplicación de estados tensionales previos produce una degradación en el módulo, fundamentalmente a bajas deformaciones. Los resultados observados por estos autores no parecen ser concluyentes y el efecto es aparentemente más importante en muestras de baja densidad.

2.3.5 Anisotropía Tensional y Estructural

La influencia de la anisotropía tensional en el módulo de corte de los suelos fue inicialmente tenida en cuenta por Hardin y Drnevich (1972a). Según los estudios de estos autores, el efecto de estados tensionales desviadores en el módulo de corte es muy pequeño tanto en arenas como en arcillas. En la Figura 2.17 se puede apreciar la influencia de diferentes estados tensionales de corte iniciales, en el módulo obtenido para el 10^{mo} ciclo de carga. La magnitud de la componente desviadora de tensión está representada por la tensión octaédrica de corte (τ_o), definida como:

$$\tau_o = \frac{I}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

siendo σ_1 , σ_2 y σ_3 las tensiones en las tres direcciones principales.

El efecto de tensiones de corte iniciales relativamente altas es pequeño luego de diez ciclos de carga.

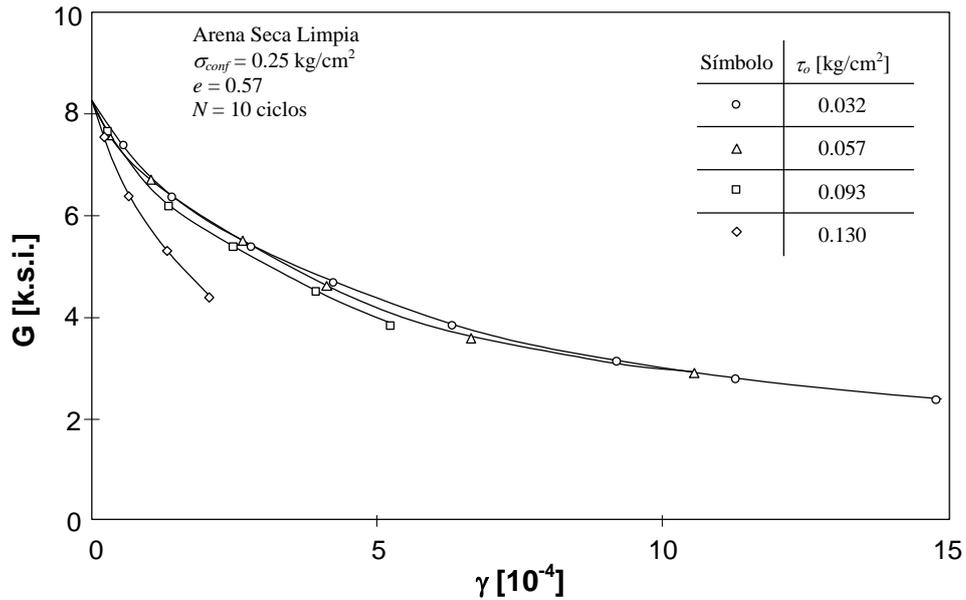


Figura 2.17: Efecto de las tensiones iniciales de corte (τ_0) en la variación del módulo de corte (G) con deformación específica (γ) para una arena seca limpia (Hardin y Drnevich, 1972a).

Posteriormente a estos trabajos, la variación del módulo máximo con el estado tensional ha sido estudiada por numerosos autores (Stokoe y Ni, 1985; Viggiani y Atkinson 1995; Rampello et al., 1997; Zeng y Ni, 1998 y 1999; Yamashita y Suzuki, 2001). En general, todos coinciden en que la ecuación 2.12 puede ser modificada para tener en cuenta estados anisotrópicos de tensión de la siguiente manera:

$$G_{\max} = C \cdot f(e) \cdot \sigma'_1{}^{\eta_1} \cdot \sigma'_2{}^{\eta_2} \cdot \sigma'_3{}^{\eta_3}, \tag{Ec. 2.23}$$

en la que C y $f(e)$ tienen el mismo significado que en la ecuación 2.12, σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 son las tensiones efectivas en las direcciones principales y η_1 , η_2 y η_3 son tres constantes propias de cada suelo.

Es común determinar al módulo máximo mediante la medición de la velocidad de propagación de ondas de corte. En este caso, Roesler (1979), Yu y Richart (1984), Stokoe et al. (1994) y Shibuya et al. (1997), mostraron que el módulo máximo es independiente de la magnitud de la presión efectiva normal al plano a través del cual la onda de corte se propaga, motivo por el cual la expresión 2.23 se reduce a:

$$G_{\max} = C \cdot f(e) \cdot \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma_r} \right)^{\eta_1} \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_r} \right)^{\eta_2}, \quad (\text{Ec. 2.24})$$

en la que σ'_1 es la tensión efectiva en la dirección de propagación de la onda de corte, σ'_2 es la tensión efectiva en la dirección del movimiento de las partículas de suelo y σ_r es una presión de referencia que generalmente se asume igual a la presión atmosférica. El objetivo de utilizar la presión de referencia es adimensionalizar las tensiones σ'_1 y σ'_3 .

Stokoe y Ni (1985), basados en estudios previos de Hardin (1978), observaron que en el caso de compresión isótropa ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) se cumple que:

$$G_{\max} = C \cdot f(e) \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma_r} \right)^{\eta}, \quad (\text{Ec. 2.25})$$

siendo σ'_m la presión de confinamiento y verificándose que:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2, \quad (\text{Ec. 2.26})$$

resultando en el caso de compresión isótropa $\eta_1 = \eta_2$.

Viggiani y Atkinson (1995), desarrollaron ensayos de compresión triaxial y expansión lateral con medición de velocidad de propagación de ondas. Observaron que, en compresión triaxial las constantes η_1 y η_2 son prácticamente iguales, mientras que en expansión son diferentes, siendo η_2 mayor a η_1 . Sin embargo, la suma de η_1 y η_2 se mantuvo constante e igual a η , tanto en compresión como en expansión, incluso para diferentes relaciones de tensión (Rt), definiéndose a la relación de tensión como:

$$Rt = \frac{q'}{p'} = 3 \cdot \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_2}, \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Por este motivo, Viggiani y Atkinson (1995) concluyeron que G_{max} puede ser formulado en función de la presión efectiva media (σ'_m) elevada a un exponente η , obtenido como la suma entre η_1 y η_2 .

En la Figura 2.18 se presentan los resultados obtenidos por Viggiani y Atkinson (1995) en una muestra normalmente consolidada de caolinita. En esta gráfica se puede apreciar que los resultados de los ensayos de compresión y expansión lateral para distintas relaciones de tensión, se ubican sobre una misma curva cuando se los representa en función de la presión media.

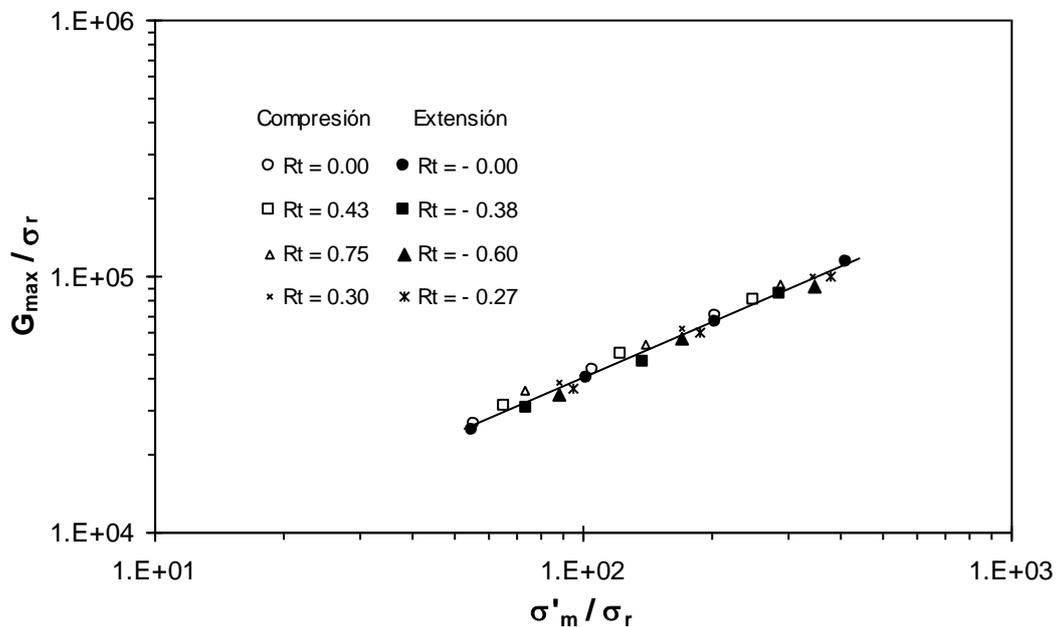


Figura 2.18: Variación del módulo máximo (G_{max}) con la presión efectiva media (σ'_m) y la relación de tensiones (Rt) en una caolinita normalmente consolidada (Viggiani y Atkinson, 1995).

Stokoe y Ni (1985) y Santamarina y Cascante (1996), obtuvieron resultados similares pero en arenas y con la columna resonante.

Además de la anisotropía tensional, los suelos exhiben variaciones en el módulo máximo según la dirección en la que se lo mida, incluso en condiciones de cargas isotrópicas. Este tipo de anisotropía, se denomina anisotropía inherente o estructural y

es consecuencia de los procesos de deposición sufridos por el suelo y de las características de los granos que lo conforman (Oda 1972).

Hardin y Blandford (1989), propusieron una ecuación que permite evaluar la variación del módulo máximo en diferentes direcciones como consecuencia de la anisotropía tensional o estructural:

$$G_{i,j} = \frac{C_{i,j} \cdot f(e)}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot \frac{(\sigma'_i \cdot \sigma'_j)^\eta}{\sigma_r} \cdot OCR^k, \quad i, j = 1, 2, 3, \quad i \neq j \quad (\text{Ec. 2.28})$$

en la que $G_{i,j}$ es el módulo máximo para una onda que se propaga en la dirección i y está polarizada en la dirección j , $C_{i,j}$ es una constante adimensional asociada al plano i,j que considera la anisotropía estructural y η y k tienen el mismo significado que en las ecuaciones 2.12 y 2.18 respectivamente.

Puede apreciarse que, en la ecuación 2.28 la tensión y la anisotropía estructural normal al plano de movimiento de las partículas no es tenida en cuenta. El módulo de Poisson es considerado constante e isótropo.

2.3.6 Número de Ciclos

La influencia del número de ciclos de carga (N) en el módulo de deformación de los suelos ha sido tenido en cuenta por distintos autores, entre los que se puede mencionar a Hardin y Drnevich (1972a), Kokusho (1989), Alarcón – Guzmán (1989) y Kim (1991). Los resultados presentados por los mismos exhiben pequeñas discrepancias. De igual manera, se observa que la influencia de N en el módulo varía según el tipo de suelo. En arenas, los estudios mencionados junto con otros más recientes de Lo Presti et al. (1997) y Zeng y Ni (1998), muestran que en general, el módulo sufre pequeños incrementos al aumentar el número de ciclos de carga. La velocidad de crecimiento del módulo disminuye al aumentar el número de ciclos.

Alarcón Guzmán et al. (1989) afirmaron que la influencia de N en el módulo de arenas secas para amplitudes de deformación entre 10^{-4} y 10^{-2} es grande, agregando que el

número de ciclos necesario para obtener un valor estable de G varía entre 30 y 50. Estos resultados se contradicen con otros (Hardin y Drnevich, 1972a; Sherif e Ishibashi, 1976; Iwasaki et al., 1978; Kokusho, 1980) que muestran que en los primeros 5 a 10 ciclos, la influencia es máxima. Lo Presti et al. (1997) intentaron explicar las diferencias entre las observaciones de Hardin y Drnevich (1972a), Kokusho (1989) y Alarcón – Guzmán (1989), para lo cual se basaron en la influencia de considerar el nivel de deformación en las mediciones. Lo Presti (1997), concluyó que a pequeños niveles de deformación la influencia de N en el módulo de arenas secas es tan pequeña que no resulta cuantificable, haciéndose más notoria al aumentar la amplitud de deformación. En el caso de muestras vírgenes, el efecto del número de ciclos es más evidente. Según los estudios de Lo Presti et al. (1997), luego de 10 ciclos se alcanza un valor de G estable.

En arenas saturadas, Alarcón – Guzmán et al. (1989) observaron que para amplitudes de deformación menores a 10^{-6} , el número de ciclos no afecta el módulo de corte obtenido en ensayos no drenados.

En la Figura 2.3 se puede apreciar el efecto del número de ciclos de carga en el módulo de una arena. Las curvas corresponden al 1^{er}, 10^{mo} y 100^{mo} ciclo de carga. Las curvas asociadas a una tensión principal efectiva media de 0.25 kg/cm^2 , muestran el efecto del número de ciclos de carga en una arena que no ha sido sujeta a una historia de tensiones de corte previa. Por el contrario, los datos obtenidos para tensiones principales efectivas medias de 0.52 kg/cm^2 y 0.90 kg/cm^2 , corresponden a muestras que sí fueron sometidas a tensiones de corte iniciales. Esta figura muestra que el efecto de someter a un suelo a una historia de tensiones inicial, se manifiesta en una disminución en el módulo durante los primeros ciclos de carga. Sin embargo, este efecto se hace imperceptible para los ciclos superiores al 10^{mo}, notándose que en el 10^{mo} y 100^{mo} ciclo los datos son similares para los tres valores de tensión media mencionados.

Los datos de la Figura 2.3 fueron obtenidos por Hardin y Drnevich (1972a) y corresponden a una arena. En ellos el módulo crece suavemente con el número de ciclos. En las arcillas, por el contrario, el módulo disminuye al aumentar N . Este decrecimiento del módulo apenas alcanza a notarse y carece de mayor importancia. Anderson y Richart (1976), realizaron ensayos de columna resonante abarcando un amplio rango de deformaciones en diferentes tipos de arcillas. Ellos notaron que el

decrecimiento del módulo recién era perceptible a niveles de deformación superiores a 10^{-4} . Zeballos y Rinaldi (2001), mostraron que el módulo de Young para deformaciones inferiores a 10^{-5} de un arena limosa compactada decrece al aumentar el número de ciclos. Borden et al. (1996) observaron que en suelos residuales el número de ciclos no afecta el módulo de corte, incluso a niveles de deformación del orden de 10^{-4} . Vucetic (1994), observó que el límite volumétrico (γ_v), a partir del cual comienza a manifestarse la degradación cíclica, es mayor en arcillas que en arenas.

A modo de resumen, puede concluirse que la influencia del número de ciclos en el módulo de corte varía según el tipo de suelo y para un mismo suelo, según cuál sea el nivel de deformación alcanzado. Para deformaciones inferiores al límite elástico, la influencia de N es despreciable. Superado este límite de deformación, en arenas el módulo aparentemente crece con el número de ciclos mientras que en arcillas decrece. Kim (1991) y Lekarp (2000), presentan una revisión bibliográfica de la influencia del número de ciclos en el módulo de arenas y arcillas.

2.3.7 Frecuencia de Carga

En general, si bien no existe un acuerdo absoluto respecto a la influencia de la frecuencia y velocidad de carga en el módulo de elasticidad de los suelos, la gran mayoría de los estudios coinciden en que esta resulta despreciable (Hardin y Drnevich, 1972a; Stokoe, 1980; Kim, 1991; Borden et al., 1996; Lo Presti et al., 1997; Lekarp et al., 2000).

Para el caso de limos arcillosos (ML) en estado inalterado, Stokoe y Isenhower (1980), compararon módulos medidos en resonancia y en torsión estática, concluyendo que a bajas deformaciones, los módulos estáticos son levemente menores a los dinámicos, mientras que a niveles de deformación medios a altos, esta tendencia se invierte, resultando mayores los módulos estáticos. Previo a los trabajos de Stokoe y Isenhower, Hardin y Drnevich (1972a) habían hecho consideraciones semejantes para el módulo de arenas y arcillas. Coincidentemente con las observaciones de Hardin y Drnevich (1972a), Kim (1991), notó que en arcillas se producen pequeños incrementos en el módulo para deformaciones pequeñas y medias al aumentar la frecuencia de carga, los

cuales son más acentuados al crecer el Índice de Plasticidad. Stokoe et al. (1999), mostraron resultados similares, los cuales se ilustran en la Figura 2.19. En esta Figura puede apreciarse que para frecuencias de excitación que varían entre 1 y 100 Hz, el módulo máximo sufre incrementos que varían entre el 0 y el 30 % del valor del módulo obtenido a una frecuencia de 1Hz, siendo mayor este efecto para mayores valores del índice de plasticidad.

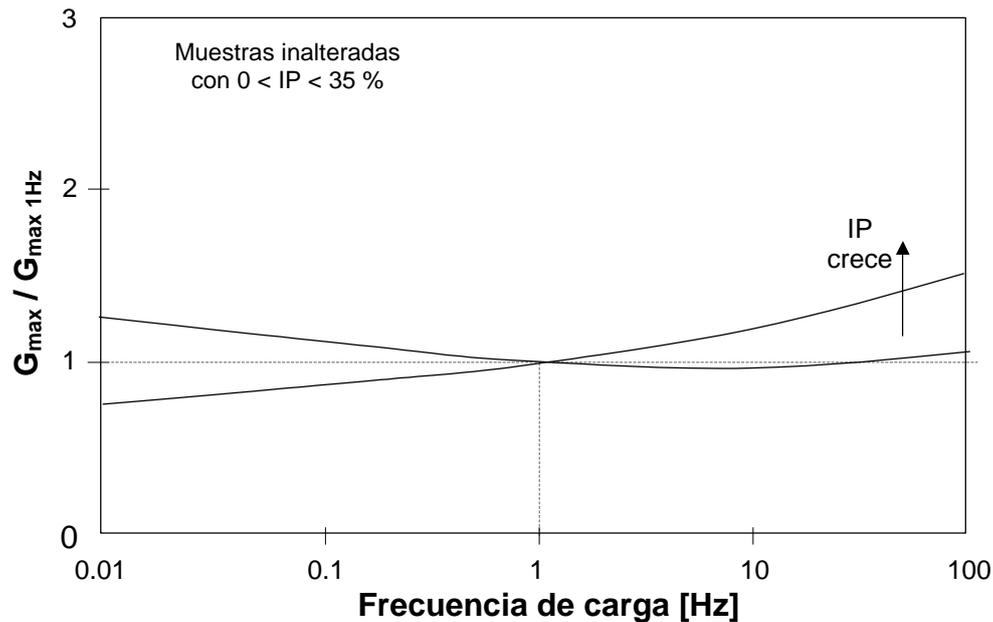


Figura 2.19: Efecto de la frecuencia de carga y el Índice de Plasticidad (IP) en el módulo máximo (G_{max}) de los suelos finos. $G_{max\ 1Hz}$ es el módulo máximo medido con una frecuencia de carga de 1 Hz. (Stokoe et al. 1999).

En la Figura 2.20 se presentan algunos de los resultados obtenidos por Kim (1991) mediante ensayos de columna resonante y corte torsional cuasiestático en arenas. Puede apreciarse que, el efecto de la frecuencia en el módulo de corte de las arenas es nulo.

Un estudio de un alto grado de completitud por la cantidad de datos involucrados, es el desarrollado por Tatsuoka y Shibuya (1992). Estos investigadores presentaron una revisión de módulos dinámicos y estáticos medidos por diferentes autores con distintas técnicas y en distintos tipos de suelos. Tatsuoka y Shibuya, concluyen que dentro del rango elástico de comportamiento, ambos módulos resultan iguales. Hicher (1996) hizo una tarea semejante mostrando que siempre que los módulos estáticos y dinámicos se

midan al mismo nivel de deformación y bajo los mismos estados tensionales deben resultar iguales. Borden et al. (1996), presentaron resultados semejantes a los de Kim (1991) pero en suelos residuales, observando que el módulo no varía con la frecuencia de carga.

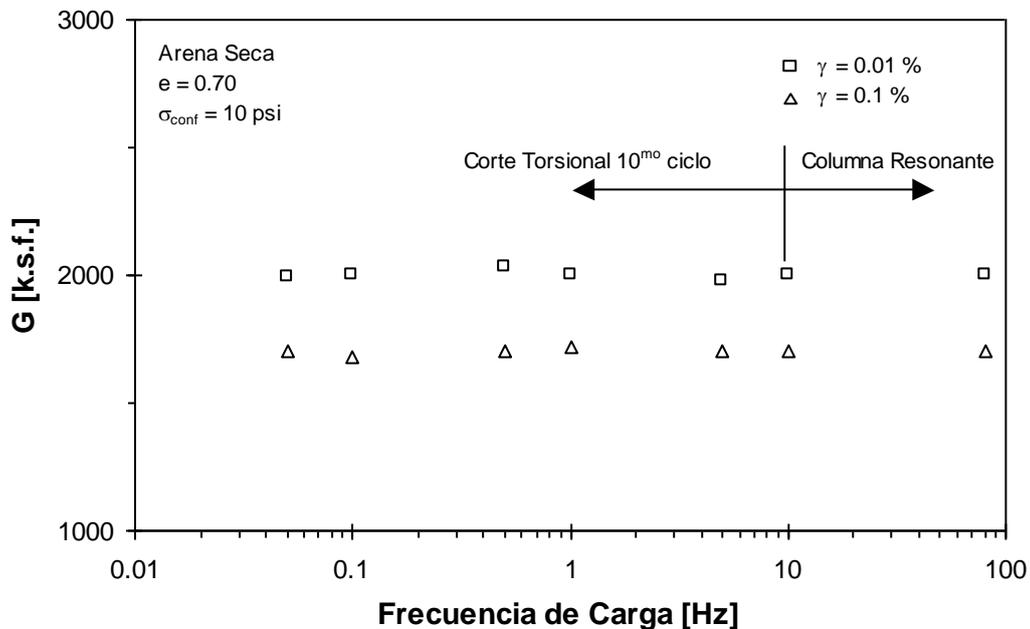


Figura 2.20: Efecto de la frecuencia de carga en el módulo de corte de una arena seca (Kim, 1991).

Debido a la escasa influencia de la frecuencia de carga en el módulo máximo, este factor generalmente no es tenido en cuenta a la hora de comparar resultados de campo y de laboratorio. Sin embargo, a medida que el nivel de deformaciones crece, la influencia de la frecuencia de carga se hace más significativa (Lo Presti et al., 1997). El efecto de la frecuencia de carga para deformaciones superiores a 10^{-3} suele ser el de distorsionar las curvas tensión deformación obtenidas en forma cuasiestática, efecto apreciable a frecuencias mayores a 2 Hz (Isenhower y Stokoe, 1981). Estas distorsiones pueden disimular la falta de linealidad en el comportamiento de los suelos aumentando en forma aparente el rango elástico.

Lo Presti et al. (1997), consideraron además de la frecuencia, el tipo de aplicación de la carga. Estos autores compararon los módulos obtenidos en ensayos de tensión deformación monotónicos con crecimiento lineal de la carga con el tiempo y ensayos

cíclicos con variación sinusoidal de la carga, observando que tanto en suelos granulares como cohesivos, los módulos obtenidos en el segundo caso resultan levemente superiores.

2.3.8 Cementación

La cementación, sea natural o artificial, puede tener una influencia determinante en el comportamiento de los suelos, tanto a pequeñas como a grandes deformaciones. Chang y Woods (1988), Baig et al. (1997) y Fernández y Santamarina (2001), han mostrado importantes incrementos en el módulo G_{max} como consecuencia de la cementación.

Fernández y Santamarina (2001) observaron que el efecto de la cementación de los suelos prevalece a bajos niveles tensionales. Suelos altamente cementados, muestran un comportamiento independiente del nivel tensional. En estos casos, el exponente η de la ecuación 2.12 resulta próximo cero. A altos niveles de tensión, el comportamiento del suelo empieza a estar gobernado por su naturaleza de partículas, comenzando a mostrar dependencia del estado tensional. El valor de la tensión de transición entre estos dos estados aumenta con la cantidad de agente cementante presente. Por otro lado, Fernández y Santamarina (2001) observaron que cuando se somete al suelo a cambios en la presión de confinamiento, este puede sufrir decementación. Este efecto es más pronunciado cuando el material es descargado desde el estado tensional al cual la cementación se generó, ya que en este caso los vínculos cementantes quedan sometidos a sollicitaciones de tracción. Este aspecto pone de manifiesto la importancia de la historia de carga - cementación.

Fernández y Santamarina (2001) concluyeron que en arenas, el módulo puede sufrir incrementos en su valor de un orden de magnitud o más, como consecuencia de la cementación. En la Figura 2.21, se puede apreciar la evolución de la velocidad de propagación de ondas de corte en dos muestras idénticas de arena mezcladas con un contenido de cemento del 2 % en peso, pero sometidas a diferentes presiones de confinamiento. Se observa que en un principio, la velocidad de ondas está gobernada por la presión de confinamiento, pero a medida que transcurre el tiempo y la cementación progresa, la rigidez del material comienza a depender de la cementación y

ambas muestras desarrollan el mismo valor de velocidad de onda, la cual es significativamente mayor a la correspondiente al suelo sin cementar.

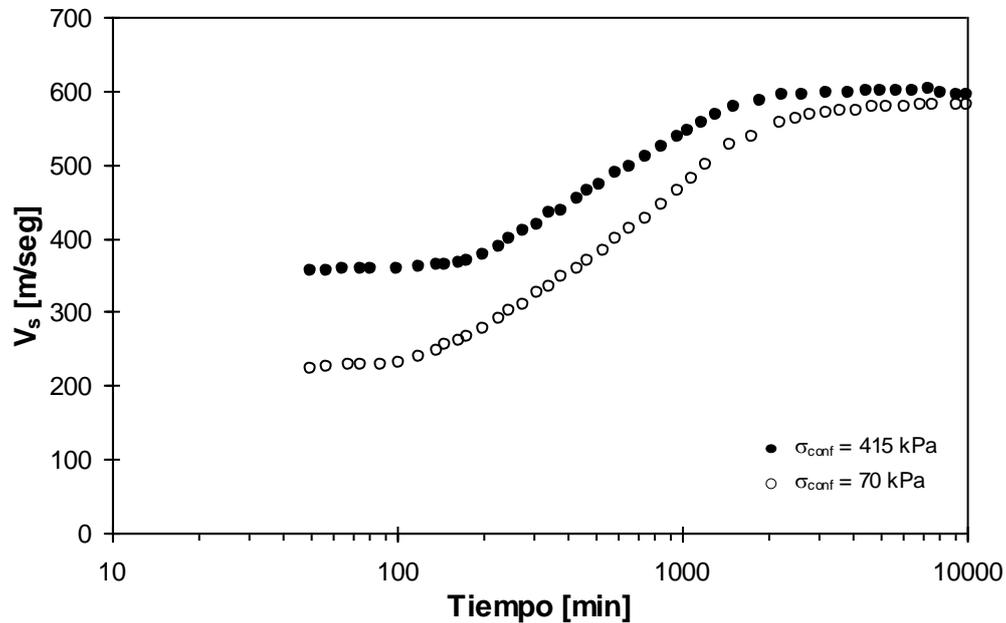


Figura 2.21: Efecto de la cementación en la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) de una muestra de arena con un contenido de cemento del 2 % en peso, para dos presiones de confinamiento (σ_{conf}) diferentes (Fernández y Santamarina, 2001).

El efecto de la historia de cementación en una arena puede apreciarse en la Figura 2.22. En esta gráfica se observa que, el módulo de Young del material cementado normalizado respecto al módulo de corte del material constituyente de la arena (E / G_m), se mantiene prácticamente constante para pequeños valores de la presión de confinamiento aplicada (σ_{conf}). Esta es la región en la que el módulo está controlado por la cementación. A medida que las tensiones de confinamiento crecen, el módulo E se aproxima a los valores correspondientes al suelo sin cementar. Esta es la región en la que el módulo está controlado por el estado tensional. A su vez, puede verse que para el mismo contenido de cemento, a bajos confinamientos, el módulo E es mayor cuando el material es cargado antes de ser cementado que cuando es cementado y después cargado. Esto se debe a que las partículas cargadas antes de ser cementadas desarrollan una mayor área de contacto.

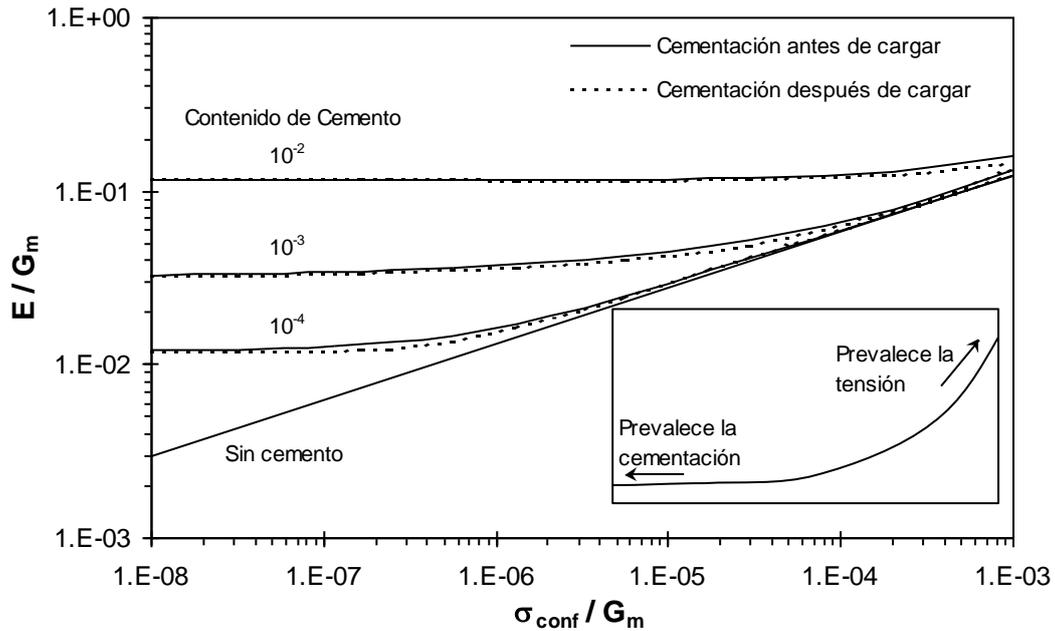


Figura 2.22: Efecto de la cementación en el módulo de deformación de una arena cementada artificialmente. Comparación entre los casos de cementación antes y después de cargar (Fernández y Santamarina 2001).

Referencias: E : módulo de Young de la mezcla arena – cemento, G_m : módulo del corte de los granos de arenas, σ_{conf} : presión de confinamiento.

Baig et al. (1997) llevaron a cabo ensayos de columna resonante en arenas cementadas artificialmente. Las conclusiones de estos autores coinciden con las de Fernández y Santamarina (2001) en cuanto a la importancia relativa del estado tensional y de la cementación. En la Figura 2.23, se muestra como varía el módulo máximo de una arena con el grado de cementación y la densidad relativa. Estos resultados le permitieron a Baig et al. (1997) concluir que la influencia de la cementación es más trascendente que la de la densidad relativa. Por otro lado, estos autores observaron que la aplicación de presiones de confinamiento a suelos cementados, puede causar la ruptura de los vínculos cementantes con el consiguiente decrecimiento en la rigidez de la estructura y por ende en el módulo máximo.

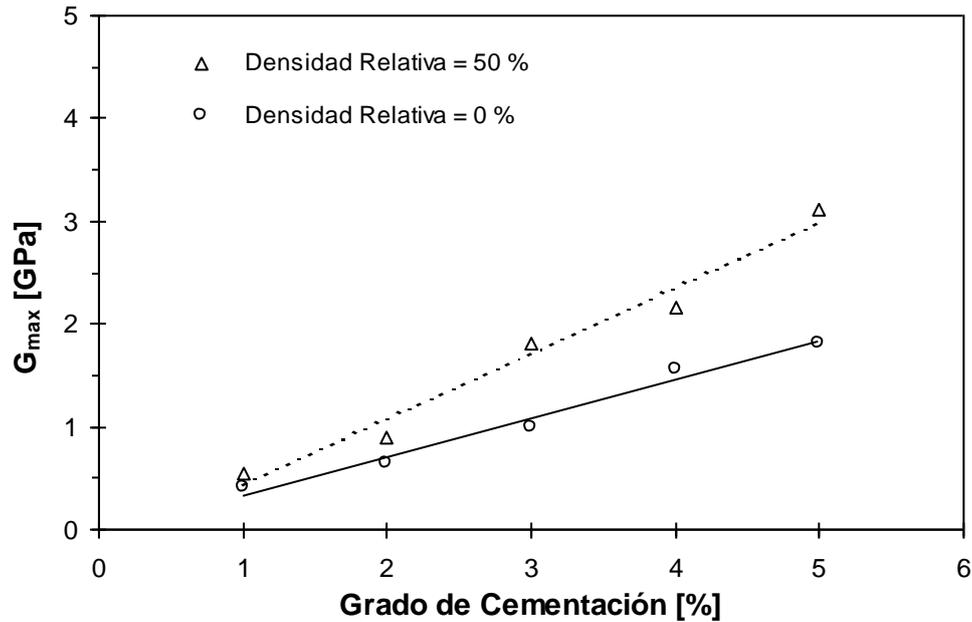


Figura 2.23: Efecto de la densidad relativa y el grado de cementación en el módulo máximo de una arena cementada artificialmente (Baig et al., 1997).

2.3.9 Efectos del Tiempo de Aplicación de la Carga

El efecto del tiempo de aplicación de la carga en el módulo máximo de suelos finos en condición saturada, ha sido tenido en cuenta por Hardin y Black (1968), Anderson y Stokoe (1978) y Stokoe y Isenhower (1980), Athanasopoulos y Woods (1985).

Los trabajos de estos autores muestran, que en condiciones drenadas, el módulo de corte máximo crece con el tiempo de aplicación de la carga. En las Figuras 2.24 y 2.25 puede apreciarse que, primeramente se produce un incremento en el módulo como consecuencia de la variación en la relación de vacíos generada por la consolidación primaria. Luego, concluida la consolidación primaria, el módulo continúa aumentando su valor a una velocidad uniforme (en escala logarítmica) como consecuencia de la rigidización generada en los vínculos entre partículas. Estos aumentos en el valor de G_{max} , pueden expresarse en términos de un coeficiente de incremento del módulo con el tiempo definido como:

$$I_G = \frac{\Delta G}{\text{Log}_{10}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}, \tag{Ec. 2.29}$$

en la que el significado de cada uno de los factores está ilustrado en la Figura 2.24.

Este coeficiente puede ser normalizado respecto al valor del módulo medido a los 1000 minutos (G_{1000}) de haber aplicado la carga de la siguiente manera:

$$N_G = \frac{I_G}{G_{1000}} \cdot 100\%, \tag{Ec. 2.30}$$

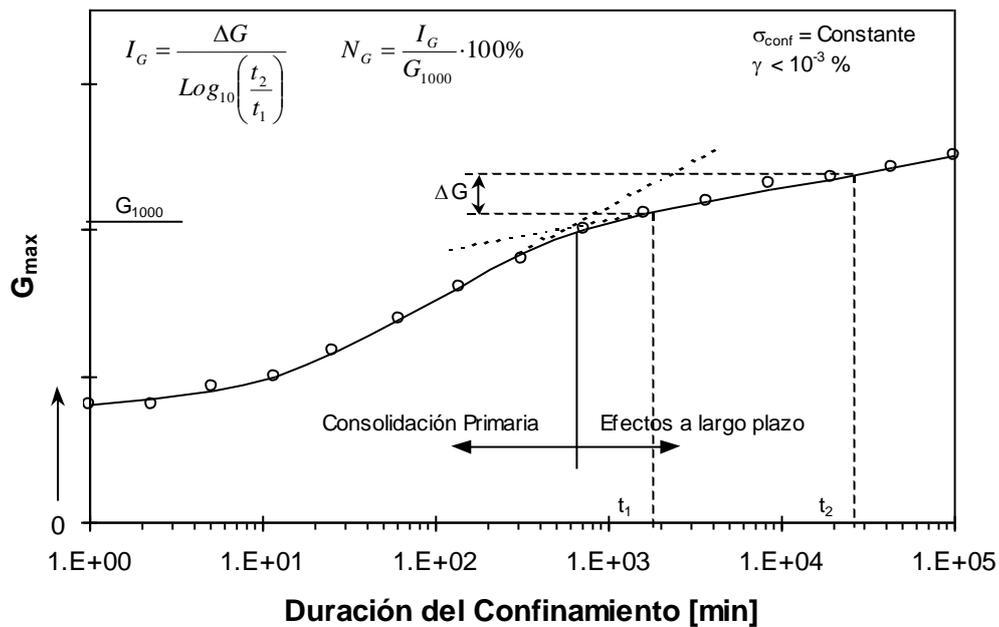


Figura 2.24: Efecto de la duración del confinamiento (σ_{conf}) en el módulo máximo (G_{max}) de un suelo fino (Anderson y Stokoe, 1978).

Los resultados de Anderson y Stokoe (1978) mostraron que el coeficiente N_G es dependiente fundamentalmente del diámetro medio de las partículas (D_{50}) y de la relación de sobreconsolidación.

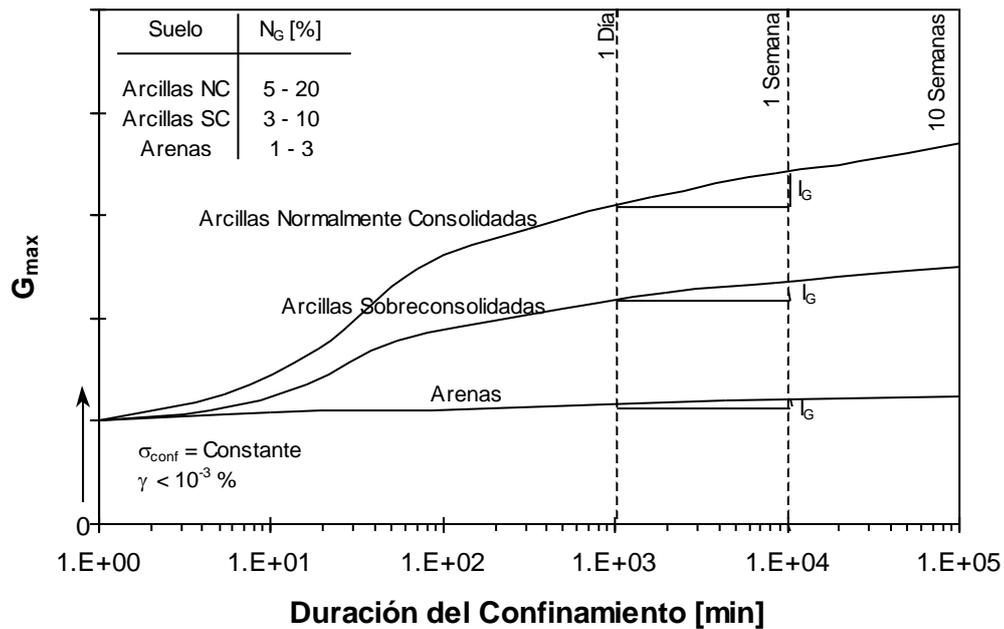


Figura 2.25: Efecto de la duración del confinamiento (σ_{conf}) en el módulo máximo (G_{max}) en diferentes tipos de suelos (Anderson y Stokoe, 1978).

Athanasopoulos y Woods (1985), realizaron ensayos de columna resonante en muestras de caolinita y observaron que inmediatamente después de la aplicación de un incremento de la presión de confinamiento, se produce una caída en el valor del módulo máximo. Esta caída decrece al aumentar el valor de la presión de confinamiento, y al acortarse los tiempos de aplicación de los estados tensionales previos. Luego de un tiempo de reposición, el módulo recupera su valor original. Los tiempos de reposición crecen al aumentar la presión de confinamiento y la duración de los estados tensionales previos.

En el caso particular de suelos colapsables, Rinaldi et al. (1998), mostraron que a confinamiento constante, la velocidad de propagación de ondas de corte y por ende el módulo máximo, pueden sufrir decaimiento brusco cuando el suelo es saturado y la estructura colapsa.

Además del tiempo de aplicación de la carga, existen otros procesos de tipo diagenético que pueden alterar al módulo de deformación de los suelos con el tiempo. Entre ellos, se puede mencionar a la tixotropía, envejecimiento, mecanismos internos como el creep, cambio en las características del fluido de los poros y migración de coloides (Stokoe y

Santamarina, 2000; Troncoso y Garcés, 2000; Santamarina et al., 2001). En general, cualquier proceso que produzca un aumento en el número de contactos entre partículas o bien en el área de contacto, producirá un aumento en la rigidez de la estructura.

2.4 EFECTO DE LA ALTERACIÓN DE LAS MUESTRAS

Al ser extraídas de su lugar de origen, los suelos sufren una alteración inevitable. Esta, si bien no es una propiedad inherente a los suelos, afecta el comportamiento tensión deformación de los mismos, fundamentalmente a bajas deformaciones, por lo que debe ser considerada.

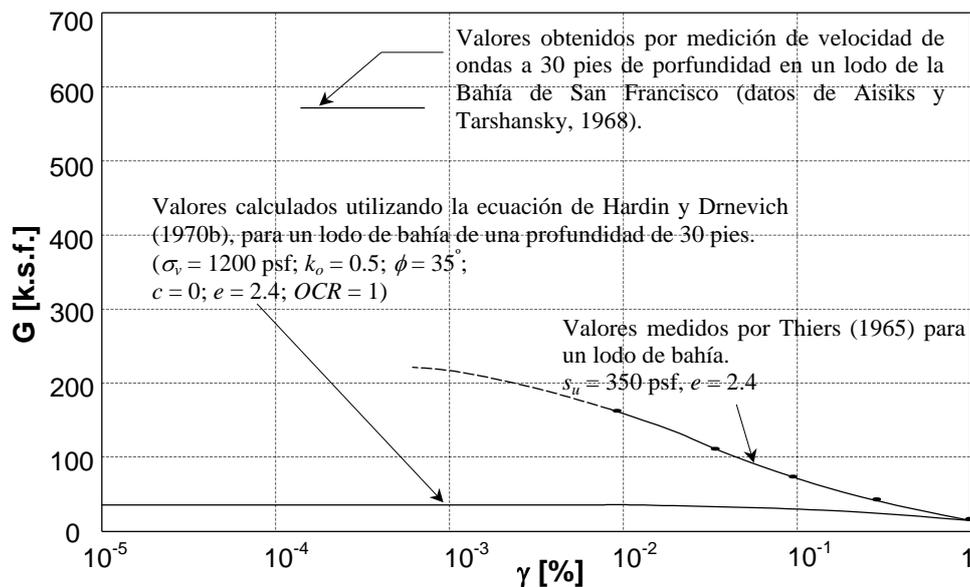


Figura 2.26: Diferencias en la variación del módulo de corte (G) con la deformación específica (γ) medida en el campo y en el laboratorio en un lodo de la bahía de San Francisco (Seed e Idriss, 1970).

La influencia de la alteración fue estudiada primeramente por Seed e Idriss (1970). Para ilustrar la magnitud del problema, dichos autores recopilaron los datos presentados en las Figuras 2.26 y 2.27. La Figura 2.26 muestra valores del módulo de corte para un lodo de la Bahía de San Francisco ubicado a una profundidad de 30 pies (10 metros) determinados a través de la medición de la velocidad de propagación de ondas de corte

in situ (Aisiks y Tarshansky, 1968) y valores determinados mediante ensayos de corte simple bajo condiciones de carga cíclicas sobre muestras inalteradas (Thiers, 1965). Si se proyectan los datos de laboratorio a los niveles de deformación correspondientes a los ensayos de campo, se puede ver que los valores de laboratorio son del orden del 40% de los valores obtenidos en el campo. Esta diferencia en los resultados, fue atribuida fundamentalmente a la alteración sufrida por las muestras ensayadas en el laboratorio.

La Figura 2.27 muestra datos similares pero para una arcilla de la Bahía de Unión. En este caso los valores del módulo de corte, se obtuvieron a través de la medición de la velocidad de propagación de ondas sísmicas y de observaciones en la respuesta de la arcilla durante un terremoto (en cuanto a pruebas de campo) y mediante ensayos de columna resonante y de corte torsional cíclico (en cuanto a pruebas de laboratorio). Nuevamente se observa que el módulo obtenido en las pruebas de campo, es casi el triple que el arrojado por las pruebas de laboratorio correspondiente a los mismos niveles de deformación.

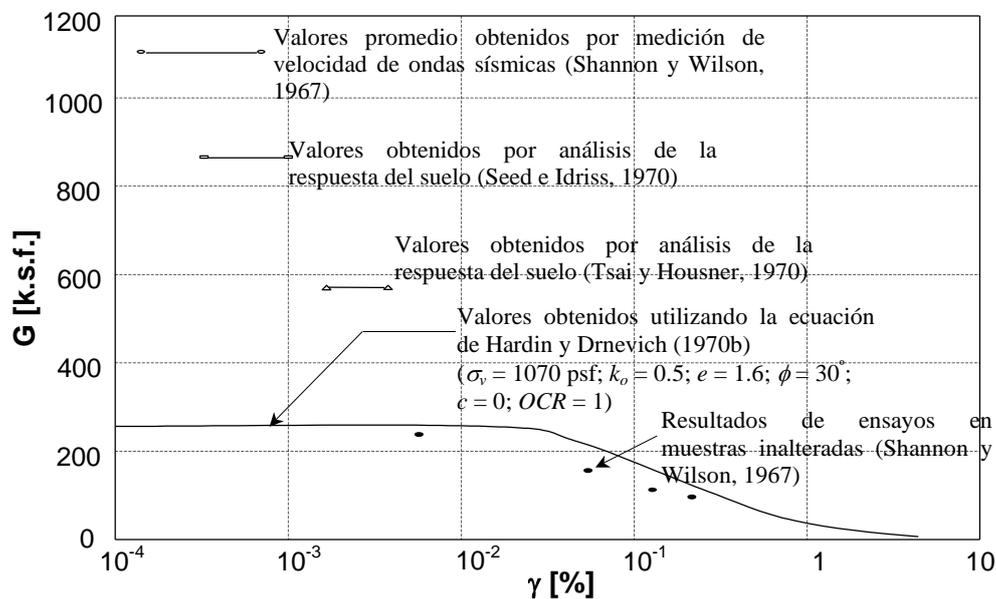


Figura 2.27: Variación del módulo de corte (G) con la deformación específica (γ) obtenida mediante diferentes metodologías en una arcilla de la Bahía de Unión ubicada a una profundidad de 26.7 metros (80 pies) (Seed e Idriss, 1970).

Estudios más recientes referentes a la alteración de los suelos durante el muestreo, fueron realizados por Stokoe y Santamarina (2000). Estos autores mostraron que la comparación entre las velocidades de onda medidas in situ y en laboratorio puede utilizarse como una herramienta para cuantificar el grado de alteración sufrido por las muestras. En la Figura 2.28 se ilustran los resultados obtenidos en un estudio relacionado con el Terremoto de Northridge, denominado el Estudio de Rosrine, el cual incluyó numerosas investigaciones de campo y de laboratorio. En esta figura puede apreciarse que las mediciones muestran una tendencia general (representada en línea de trazos), con una relación entre las velocidades de ondas de corte medidas en el laboratorio y en el campo ($V_{s, lab} / V_{s, campo}$) decreciente a medida que la velocidad de onda de corte crece. La relación de velocidades es próxima a 1 para velocidades del orden de 200 m/seg, alcanzando valores de 0.6 para velocidades de onda de 650 m/seg, lo que significa que el módulo máximo medido en laboratorio es aproximadamente 1/3 del medido in situ.

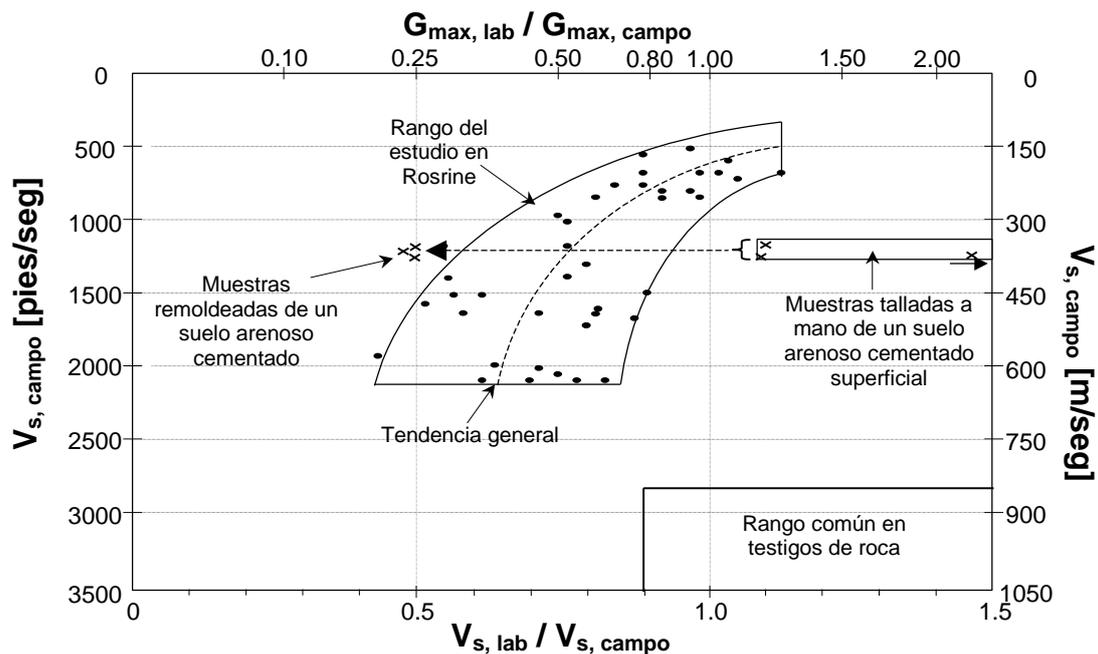


Figura 2.28: Variación de la relación entre las velocidades de onda obtenidas en laboratorio e in situ ($V_{s, lab} / V_{s, campo}$) con respecto a los valores de la velocidad de onda obtenidos en el campo (Stokoe y Santamarina, 2000).

En la Figura 2.28 también se presentan los resultados correspondientes a tres muestras de suelos cementados talladas a mano y remoldeadas (Stokoe et al., 1994). Puede

observarse que la relación de velocidades cae al producirse el remoldeo, lo cual estaría sugiriendo que gran parte de la pérdida de rigidez (reflejada en la velocidad de onda) manifestada en los ensayos de laboratorio, es consecuencia del daño sufrido en los contactos entre partículas. Por otro lado, si se considera que las muestras talladas a mano prácticamente no sufren alteración y que el remoldeo es un caso extremo en el cual la alteración sufrida por la muestra es máxima, la comparación entre las velocidades de onda de las muestras remoldeadas y talladas a mano estaría mostrando el máximo efecto que puede ejercer la alteración.

Tatsuoka y Shibuya (1992) presentaron un estudio de las diferencias observadas entre los módulos medidos in situ y en laboratorio. Las observaciones de estos autores son coincidentes con las de Seed e Idriss (1970) y Stokoe y Santamarina (2000) en que la alteración sufrida por los suelos durante el muestreo produce una disminución de la rigidez. Sin embargo, sugirieron que estas diferencias pueden originarse en una serie de factores adicionales entre los que mencionaron a:

- Falta de homogeneidad de los suelos.
- Errores sistemáticos involucrados en las mediciones, como ser los contactos imperfectos entre los contactos de la muestra y los cabezales superior e inferior.
- Efecto del nivel de deformación involucrado.
- Anisotropía estructural.
- Diferencias en la reproducción del estado tensional.
- Efecto del nivel de presión.
- Camino de tensiones durante el corte.
- Tipo de carga (cíclica, monotónica, drenada, no drenada, rápida, lenta).

La influencia de cada una de estas variables varía según se trate de suelos cohesivos o granulares y según estos presenten o no algún grado de cementación.

La falta de coincidencia entre los módulos medidos in situ y en laboratorio trae como consecuencia que a la hora de evaluar el módulo a partir de ensayos de laboratorio sea necesario tomar una serie de precauciones. Los métodos de campo existentes para medir

el módulo a niveles de deformación medios y altos suelen ser costosos, por lo que en la práctica usual, en campaña se determina únicamente el módulo correspondiente a pequeñas deformaciones (G_{max}). Por este motivo, para evaluar la degradación del módulo con el nivel de deformación, se han propuesto metodologías que combinan los resultados de campo con ensayos de laboratorio.

Tatsuoka y Shibuya (1992), propusieron la siguiente técnica. Como primer paso, se determina G_{max} (correspondiente a pequeñas deformaciones) por algún método de campo (crosshole, downhole, etc.). Posteriormente se establece la curva de degradación del módulo con la deformación mediante un ensayo de laboratorio realizado sobre una muestra inalterada (triaxial cíclico, columna resonante, torsión cíclica, etc.). Con estos datos, la degradación del módulo in situ con la deformación, puede estimarse a partir de la combinación de ambos resultados mediante la expresión:

$$G_{campo} = \frac{G_{max(campo)}}{G_{max(lab)}} \cdot f(\gamma)_{lab} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

en la que G_{campo} es el módulo de corte in situ (estimado), $G_{max(campo)}$ y $G_{max(lab)}$ representan a los módulos máximos “medidos” in situ y en laboratorio respectivamente y $f(\gamma)_{lab}$, es la función de degradación del módulo con la deformación medida en laboratorio.

Esta metodología se basa en la suposición de que la dependencia de la deformación medida en laboratorio es la misma observada in situ, mientras que el módulo máximo determinado en laboratorio, no es igual al medido en campaña debido a los posibles efectos de la alteración de las muestras. En la Figura 2.29 se presenta gráficamente la metodología descripta.

Shiwakoti et al. (2001), compararon valores del módulo de corte máximo de una arcilla marina medidos in situ y en laboratorio, concluyendo que la relación $G_{max(campo)} / G_{max(lab)}$ aumenta con la relación de vacíos.

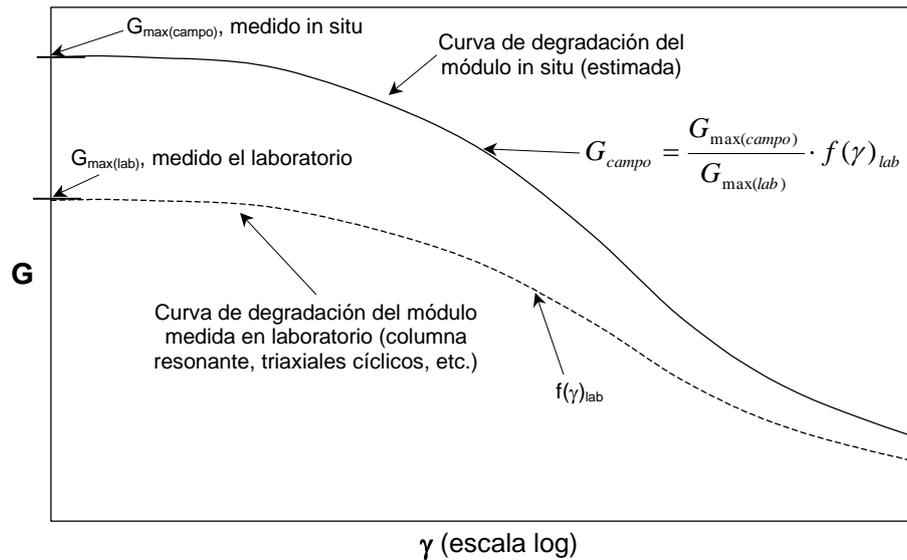


Figura 2.29: Método propuesto para estimar la degradación del módulo in situ (Tatsuoka y Shibuya, 1992).

2.5 MODELOS

Tres o cuatro décadas atrás, resultaba sumamente complicado llevar a cabo análisis de tipo no lineal e inelásticos de las tensiones y deformaciones sufridas por una masa de suelo durante un determinado proceso de carga o descarga. Sin embargo hoy, con el advenimiento de las computadoras y de poderosas técnicas de análisis numérico (como ser el método de los elementos finitos), es posible aproximar este tipo de comportamientos sin mayores dificultades. Surge entonces la necesidad de plantear modelos constitutivos que describan el comportamiento de los suelos en términos tanto cualitativos como cuantitativos.

El modelo de Ramberg – Osgood es probablemente uno de los primeros intentos por dar una formulación matemática al comportamiento tensión deformación de los suelos. Según la formulación matemática propuesta por Ramberg - Osgood, el tramo virgen de la curva tensión deformación esquematizada en la Figura 2.2, puede ser expresada mediante:

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{max}} + Cr \cdot \left(\frac{\tau}{G_{max}} \right)^{Rr} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

en la que Cr y Rr son constantes adimensionales. La constante Rr controla la velocidad de crecimiento de los efectos no lineales con la amplitud de deformación y por lo tanto define la curvatura inicial de la curva virgen mientras que el parámetro Cr es el responsable de la ubicación general de la misma.

Basados en las consideraciones propuestas por Masing (1926) para la confección de un ciclo de histéresis (ver apartado 2.2.2), Ramberg - Osgood – Masing desarrollaron un modelo según el cual, los tramos de descarga y recarga del ciclo pueden modelarse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma \pm \gamma_a = \frac{\tau \pm \tau_a}{G_{max}} + \frac{Cr}{2^{Rr-1}} \cdot \left| \frac{\tau \pm \tau_a}{G_{max}} \right|^{Rr} \quad (\text{Ec. 2.33})$$

en la cual τ_a y γ_a tienen el mismo significado que en la Figura 2.2.

Kim (1991) propuso un procedimiento empírico para encontrar los valores de las constantes Cr y Rr .

Duncan y Chang (1970) propusieron una estructura hiperbólica semejante a la propuesta por Ramberg - Osgood pero que se diferencia de esta en los parámetros de los que depende. Este modelo se basa en las observaciones de Kondner (1963) y Kondner y Zelasko (1963), quienes mostraron que las curvas de tensión deformación no lineales tanto para arenas como para arcillas pueden ser aproximadas por hipérbolas con suficiente aproximación.

Hardin y Drnevich (1972b) desarrollaron un modelo hiperbólico que intenta predecir la relación tensión deformación obtenida en un ensayo de corte simple para distintos tipos de suelos. Este modelo presenta alguna semejanza con respecto al de Ramberg – Osgood y Duncan y Chang, sin embargo su grado de sofisticación es mayor. Este modelo se basa en la definición de una deformación de referencia γ_r , ya que una

deformación determinada no tiene el mismo efecto en todos los suelos, ni tampoco en el mismo suelo bajo diferentes condiciones de carga. El modelo describe la variación del módulo con la amplitud de deformación en términos de una relación tensión deformación definida por los puntos extremos de un ciclo de histéresis.

En la Figura 2.30 se muestran los parámetros utilizados para definir la relación tensión deformación hiperbólica propuesta por Hardin y Drnevich (1972b). La curva hiperbólica es asintótica con la recta horizontal definida por un $\tau = \tau_{max}$, en la cual τ representa a la tensión de corte y τ_{max} es la tensión de corte que produce la falla. El módulo de corte secante a un punto cualquiera de la curva se define como G . La pendiente inicial de la curva hiperbólica (que pasa por el origen) está representada por G_{max} . Si una recta que pasa por el origen con pendiente G_{max} se extiende hasta cortar la horizontal de $\tau = \tau_{max}$, la intersección define la deformación de referencia (γ_r), la cual es igual a:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (\text{Ec. 2.34})$$

La importancia de la deformación de referencia está en que si se representa para un mismo suelo la variación de G versus la deformación normalizada con respecto a la deformación de referencia (γ/γ_r), se obtendrá una curva única, la cual no dependerá de variables adicionales como ser la presión de confinamiento.

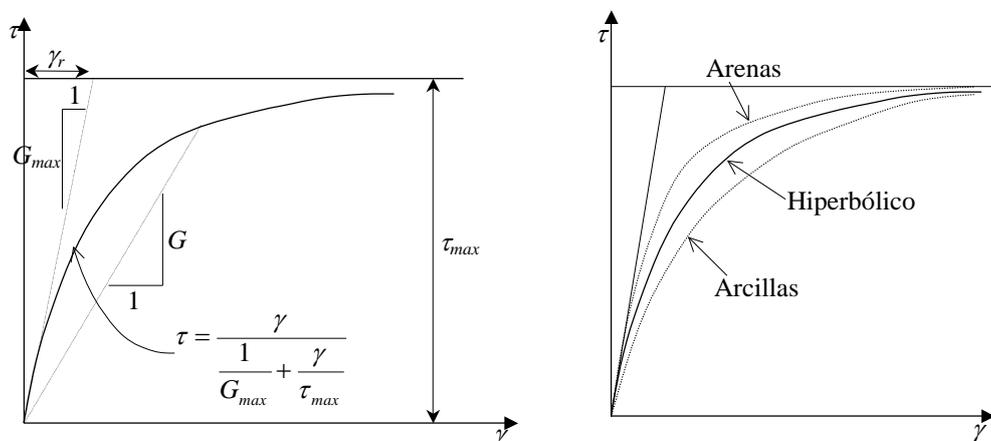


Figura 2.30: Relación hiperbólica de Hardin y Drnevich (1972b).

La forma usual de la relación tensión deformación hiperbólica es:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Como la relación tensión deformación de los suelos no es exactamente hiperbólica (ver Figura 2.30), la ecuación 2.35 debe ser modificada para ajustarse al comportamiento de los mismos. Esto puede lograrse distorsionando la escala de deformaciones para hacer que la curva real de tensión deformación tenga forma hiperbólica. Con tal objetivo, Hardin y Drnevich (1972b) definieron la deformación hiperbólica (γ_h) como:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \cdot \left(1 + a \cdot e^{-b \frac{\gamma}{\gamma_r}} \right) \quad (\text{Ec. 2.36})$$

en la cual a y b son constantes propias de cada tipo de suelo. Luego, la ecuación 2.35 es modificada como sigue:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Hardin y Drnevich (1972b) dan fórmulas empíricas para la determinación de las constantes a y b . Los valores de las constantes a y b determinan cuanto se desvía la relación tensión deformación de la forma hiperbólica.

Numerosos autores propusieron modificaciones y mejoras al modelo de Hardin y Drnevich. Borden et al. (1996) presentaron un modelo similar al de Hardin y Drnevich pero en el que plantearon la posibilidad de relacionar al módulo de corte con la deformación y el amortiguamiento al mismo tiempo. Assimaki et al. (2000) perfeccionaron la relación propuesta por Hardin y Drnevich proponiendo un modelo de cuatro parámetros para representar la variación del módulo con el nivel de deformación, fácilmente implementable en programas de computación.

Un estudio más reciente de la degradación del módulo con el nivel de deformación, lo constituye el de Dos Santos y Correia (2001). El trabajo de estos autores, al igual que el de Hardin y Drnevich (1972b), se basó en la definición de una deformación de referencia. La misma se define como la deformación a la cual el módulo normalizado (G / G_{max}) es igual a 0.7. Dos Santos y Correia (2001), mostraron que si se normaliza la deformación respecto de este parámetro, las curvas de variación del módulo de corte (G) con la distorsión para niveles pequeños y medios ($10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$), quedan unívocamente definidas para todos los tipos de suelos. En la Figura 2.31 se presentan los límites superior e inferior de variación del módulo de corte normalizado con respecto al módulo máximo (G / G_{max}) versus la deformación normalizada (γ^*) propuesta por Dos Santos y Correia. Dichos autores concluyeron que si se utiliza esta normalización, el comportamiento de prácticamente todos los suelos queda contenido entre estos límites. La influencia de otros factores tales como la tensión efectiva media, índice de plasticidad, relación de sobreconsolidación, etc., está tenida en cuenta en la definición de la deformación de referencia.

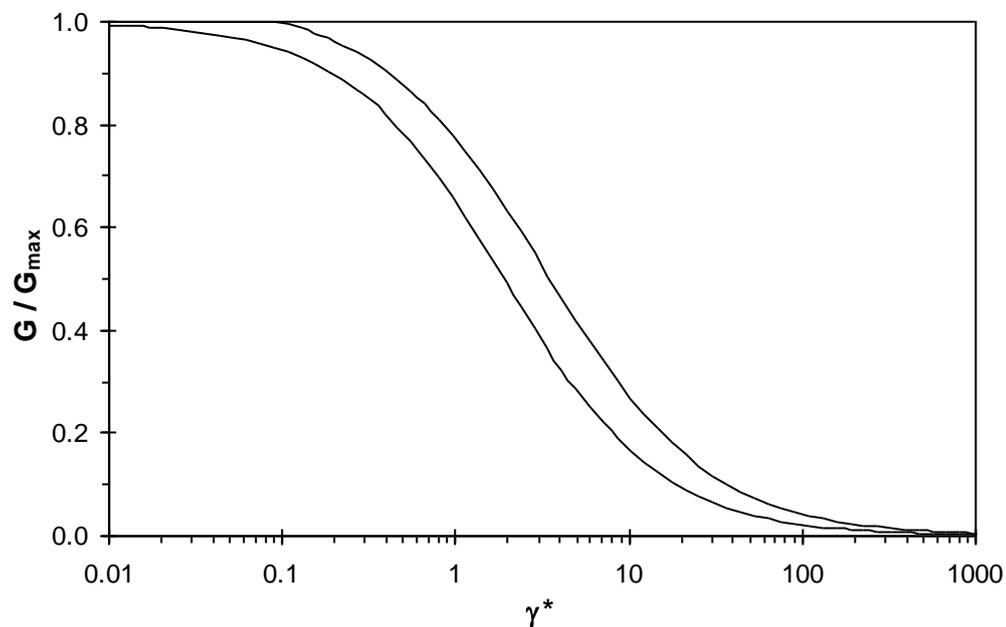


Figura 2.31: Límites superior e inferior de las curvas de degradación del módulo normalizado (G / G_{max}) versus la deformación normalizada (γ^*) en suelos cohesivos según Dos Santos y Correia (2001).

2.6 MÉTODOS DE MEDICIÓN DEL MÓDULO DINÁMICO

Existen diversos métodos para la medición del módulo de corte dinámico de los suelos. Los mismos pueden clasificarse en métodos de campo, métodos de laboratorio y métodos indirectos. Los ensayos de campo son aptos generalmente para la determinación del módulo correspondiente a bajos niveles de deformación. Por otro lado están los métodos indirectos, basados en correlaciones con resultados de ensayos de campo comunes en la geotecnia, como ser el SPT o el CPT. Estos últimos, si bien someten al suelo a niveles de deformación más elevados, tienen como principal limitación la gran dispersión que suelen presentar las correlaciones obtenidas. Las pruebas de laboratorio superan estos inconvenientes, sin embargo presentan la limitación de estar inevitablemente afectadas por la alteración sufrida por las muestras durante su extracción.

A continuación se describen las técnicas tanto de campo como de laboratorio más comúnmente utilizadas para la medición del módulo de elasticidad dinámico de los suelos. Otros trabajos que describen las principales técnicas conocidas para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos son por ejemplo Ballard (1976), Woods (1978 y 1994), Stokoe (1980), Tatsuoka y Shibuya (1992), Atkinson (2000) y Shibuya et al. (2001).

2.6.1 Ensayos de Laboratorio

Los primeros intentos en la medición de las propiedades dinámicas de los suelos mediante ensayos de laboratorio datan de la década del 40, sin embargo, en los últimos 30 años se ha puesto gran énfasis en el desarrollo de técnicas destinadas a la medición del módulo de corte. Los aspectos más relevantes de cada uno de ellas se tratan en los párrafos siguientes.

2.6.1.1 Columna Resonante

El ensayo de columna resonante se basa en la teoría de propagación de ondas en barras prismáticas (Richart et al., 1970). Mediante la determinación de las frecuencias de

resonancia de torsión y compresión de una muestra de suelo, el módulo de corte y de Young pueden ser determinados. Con la columna resonante es posible medir los efectos del nivel de deformación, velocidad de deformación, presión de confinamiento y número de ciclos de carga en el módulo de corte y amortiguamiento de los suelos.

El principio de funcionamiento básico, consiste en hacer vibrar una muestra cilíndrica de suelo en uno de sus modos fundamentales, generalmente el de torsión. Una vez que la frecuencia correspondiente al modo fundamental ha sido determinada, la amplitud de las deformaciones de corte sufridas por la muestra es calculada a partir de las lecturas de aceleración (tomadas por un acelerómetro) y frecuencia de vibración. Conocida la frecuencia de resonancia en torsión y las características geométricas del sistema muestra - cabezal superior, pueden obtenerse la velocidad de propagación de ondas de corte (ondas S) y el módulo de corte dinámico del material a partir de relaciones derivadas de la teoría elástica.

Las configuraciones actuales de la columna resonante hacen posible utilizarla también como un dispositivo de corte torsional cuasiestático. El principio fundamental de esta prueba, se basa en la aplicación de un momento torsor conocido al extremo superior (libre) de la muestra y en la medición del ángulo de giro resultante. Con la variación del momento torsor aplicado y el giro sufrido por la muestra se puede construir el ciclo de tensión deformación del material, del cual pueden determinarse el módulo de deformación y el amortiguamiento.

Existen diferentes configuraciones de la columna resonante, las cuales difieren principalmente en las condiciones de borde impuestas a la muestra de suelo durante la ejecución del ensayo. Las condiciones de borde más comunes se esquematizan en la Figura 2.32 junto con la distribución de la rotación angular (ϕ) de la muestra en cada caso (Woods, 1978). Cada configuración requiere de un equipo y método de adquisición e interpretación de datos particular. La configuración fija - libre (Figura 2.32 a) es la más simple desde el punto de vista de la interpretación y equipamiento necesario. En este caso, la distribución de la rotación angular (ϕ) a lo largo de la muestra tiene la forma de $\frac{1}{4}$ de onda sinusoidal. Al agregar una masa en el extremo superior con momento de inercia polar I_o grande respecto al momento de inercia de la muestra, como

se aprecia en la Figura 2.32 b, la variación de ϕ a lo largo de la probeta se hace prácticamente lineal. Los modelos actuales del dispositivo fijo - libre aprovechan los efectos de la masa adicionada para lograr distribuciones de deformación uniformes a lo largo de toda la probeta. La columna utilizada en este trabajo presenta una configuración de este tipo.

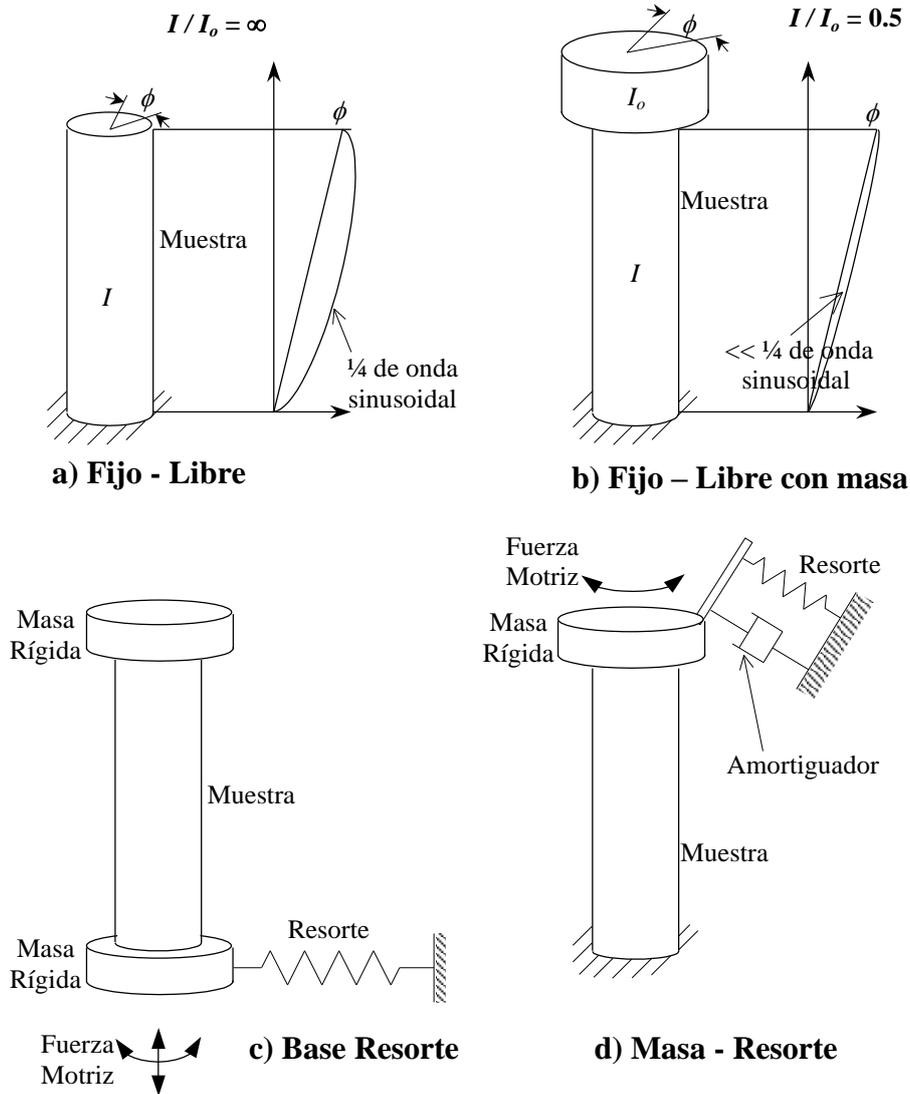


Figura 2.32: Diferentes condiciones de borde en un ensayo de columna resonante. I e I_o son los momentos de inercia polares de la muestra de suelo y de la masa agregada respectivamente (Woods, 1978).

El esquema mostrada en la Figura 2.32 c, es conocido como el modelo Base Resorte. Si el resorte de la base (que representa la rigidez torsional de la misma) es menos rígido que el suelo, se considera que la configuración es libre - libre. En este caso una sección

circular ubicada a la mitad de la altura de la muestra no sufre rotación angular y la distribución de la rotación angular adquiere la forma de $\frac{1}{2}$ de seno. A su vez si se agregan masas en los extremos, la variación de la rotación puede hacerse casi lineal. El modelo de la Figura 2.32 d, presenta una base fija y un cabezal superior restringido parcialmente por un sistema constituido por un resorte y un amortiguador. Este tipo de configuración fue propuesta para poder aplicar estados anisótropos de tensión a las muestras (Hardin y Music 1965).

En el Capítulo 4 se describen en forma detallada las técnicas de adquisición y reducción de datos mediante una columna de configuración fija libre.

2.6.1.1.1 Evolución de la Columna Resonante

Los primeros intentos de medir las propiedades dinámicas de los suelos mediante la columna resonante fueron llevados a cabo por ingenieros Japoneses tales como Ishimoto e Iida (1937), Iida (1938) e Iida (1940). Posteriormente, recién en la década del sesenta, se encuentran estudios realizados con este dispositivo. Entre ellos se destacan los trabajos de Wilson y Dietrich (1960), Hardin y Richart (1963) y Hall y Richart (1963), quienes pueden considerarse los pioneros en el uso de la columna resonante. Estos autores desarrollaron equipos aptos para imponer únicamente estados isotrópicos de tensión en las muestras de suelo. Wilson y Dietrich (1960), utilizaron la columna resonante en el modo de compresión, obteniendo la velocidad de propagación de ondas de compresión y con esta, el módulo de Young. Sin embargo en la mayoría de los casos se la ha utilizado en el modo torsional.

Hardin y Music (1965), desarrollaron una columna más evolucionada en la que se podían aplicar estados anisotrópicos de tensión. El equipo diseñado por estos autores presentaba una configuración semejante a la presentada en la Figura 2.32 d. La principal limitación estaba dada por las máximas deformaciones alcanzables en las muestras, las cuales no superaban niveles del orden de 10^{-5} . Tratando de superar este inconveniente, Drnevich (1967), construyó en la Universidad de Michigan una columna resonante capaz de operar a rangos de deformación superiores a 10^{-4} . Pocos años después, el mismo Drnevich (1972), logró aumentar la capacidad para producir torque en su

dispositivo con lo cual pudo, en un mismo equipo, realizar ensayos cubriendo un amplio rango de deformaciones desde (10^{-5} a 10^{-3}). Por otro lado, para independizarse del inconveniente que significa la variación no lineal de las deformaciones dentro de las secciones de una muestra cilíndrica sometida a torsión, el dispositivo desarrollado por Drnevich (1972), utilizaba muestras cilíndricas huecas. Woods (1978), desarrolló un equipo con el que se podían producir niveles de deformación de hasta $5 \cdot 10^{-3}$.

Skoglund et al. (1976), hicieron un estudio comparativo de los resultados obtenidos con diferentes columnas resonantes y distintas técnicas de operación. Estos autores concluyeron que, siempre y cuando se tenga suficiente cuidado en la preparación de la muestra y la realización del ensayo, los resultados son similares dentro del rango de exactitud obtenible con esta prueba. Woods (1978) destacó: “a pesar de que existen numerosas configuraciones de la columna resonante, todas reproducen resultados relativamente consistentes”. Drnevich (1972) y Isenhower (1979), modificaron una columna resonante de manera de poder también utilizarla como dispositivo de corte torsional estático cíclico. Este aporte brindó la posibilidad de comparar los módulos obtenidos en forma dinámica y estática en la misma muestra.

A partir de estas primeras tentativas, la utilización de la columna resonante se ha difundido ampliamente alrededor del mundo, proponiéndose innumerables modificaciones y mejoras a la misma. Las principales innovaciones se refieren a los estados tensionales imponibles a las muestras de suelo durante el ensayo y a las técnicas utilizadas para obtener la frecuencia de resonancia.

Lodde (1982), hizo una descripción exhaustiva de la metodología de medición, configuración y técnicas de calibración y funcionamiento de una columna resonante del tipo de las fabricadas por Dr. Kenneth Stokoe y los dispositivos periféricos necesarios para su utilización. Woods (1978) y Woods (1994) presentaron una revisión del tema.

Kim (1991) modificó la columna utilizada por Lodde (1982), a la que le implementó los componentes necesarios para hacerla funcionar como un dispositivo de corte torsional estático cíclico. Al utilizarla para realizar ensayos estáticos, Kim (1991) aumentó el número de proxímetros utilizados por Isenhower (1979) a cuatro, de manera de poder

medir únicamente las deformaciones de torsión y separarlas de las deformaciones de flexión indeseadas.

En cuanto a los estados tensionales aplicables a las muestras, pueden mencionarse los aportes de Stokoe y Ni (1985), que desarrollaron un equipo en el que se pueden aplicar estados de compresión biaxial; o Santamarina y Cascante (1996), quienes modificaron una columna resonante modelo SBEL D1128 para cargas isotrópicas, de forma tal de poder imponer cargas desviadoras tanto en compresión como en tracción. Hardin et al. (1994), idearon un dispositivo en el que realizaron ensayos a altos confinamientos (superiores a 3.5 Mpa).

Woods (1991), utilizó una columna resonante de gran diámetro para hacer ensayos en grava.

En la mayoría de los casos, la columna resonante es utilizada para medir las propiedades dinámicas de muestras alteradas de suelo, sin embargo también puede utilizarse con muestras inalteradas. Ejemplos de este tipo de uso son los trabajos de Zavoral y Campanella (1994), que ensayaron muestras inalteradas de arcillas marinas; Borden et al (1996) que trabajaron con suelos residuales o Hardcastle y Sharma (1998) que hicieron mediciones en loess natural.

En cuanto a las técnicas de medición y adquisición de datos, se pueden mencionar los aportes de Drnevich (1972), Lodde (1982), Athanasopoulos y Woods (1985), Borden et al. (1996), Lo Presti et al. (1997) y Hardcastle y Sharma (1998) entre otros, que utilizaron como metodología de ensayo, la imposición de una excitación sinusoidal a la muestra variando la frecuencia hasta encontrar la resonancia. Otros autores, como es el caso de Li (1982), Morris (1990) y Li et al. (1998), propusieron una técnica basada en conceptos de inyección de energía y masa virtual como sistema de control del ensayo, con lo cual lograron prefijar la frecuencia de resonancia del sistema muestra cabezal y de esta manera disminuir el número de ciclos del ensayo y consecuentemente la alteración de la muestra. Otra metodología empleada, es la que describen Cascante y Santamarina (1997) y Fernández y Santamarina (2001), la cual consiste en excitar a la muestra con ruido aleatorio y analizar la respuesta en el dominio de las frecuencias por medio de la Transformada de Fourier de la respuesta del sistema muestra cabezal. Esta

técnica tiene la ventaja de que es posible hacer mediciones a muy bajos niveles de deformación ($\gamma \cong 10^{-8}$). Santamarina y Cascante (1996) y Cascante et al. (1998), desarrollaron una técnica de análisis multimodal, con la que es posible obtener los módulos G y E y con estos, la relación de Poisson. Tawfiq et al. (1988) utilizaron una metodología en la cual la excitación se realizaba mediante impulsos.

En la Tabla 2.4 se presenta un resumen de las principales características de distintas columnas resonantes utilizadas en diversos laboratorios que pudieron ser reconocidas en este trabajo.

El ensayo de la columna resonante ha sido estandarizado en las norma ASTM D4015. Esta norma describe la metodología a seguir para la obtención del módulo de corte Máximo (G_{max}) y la relación de amortiguamiento Mínima (D_{min}). Lo considera un método no destructivo, ya que las mediciones se llevan a cabo a deformaciones del orden de 10^{-5} , nivel para el cual el suelo puede ser considerado elástico y no degradable.

2.6.1.2 Medición de la Velocidad de Ondas con Piezocristales

Mediante la utilización de cristales piezocerámicos, más conocidos como bender elements, es posible tanto emitir como recibir ondas mecánicas de corte y de compresión. Luego, si se mide el tiempo necesario para que la onda generada recorra una distancia conocida, se puede obtener la velocidad de propagación de ondas P y S y de estas el módulo dinámico de Young (E_{max}) y de corte (G_{max}) (ver ecuaciones .2.10 y 2.11)

Tabla 2.4: Características principales de diferentes columnas resonantes utilizadas en la literatura.

Referencia	Condiciones de Borde	Rango de deformaciones	Estado tensional	Muestras	Metodología de medición	Ventajas y Desventajas
Hall y Richart (1963), Wilson y Dietrich (1960)	fija – libre	Inferior a 10^{-5}	Isótropo	Llenas	Barrido en frecuencias con una excitación sinusoidal. Análisis en el tiempo	Excitación con una sola bobina, se genera flexión
Hardin y Richart (1963)	libre - libre	Inferior a 10^{-5}	Isótropo	Llenas	idem	No se reconocen
Hardin y Music (1965)	fija – libre	Inferior a 10^{-5}	Cargas axiales	Llenas	idem	No se reconocen
Drnevich (1967)	fija – libre	Mayor a 10^{-4}	Isótropo	Cilíndricas huecas	idem	No se puede llegar a $\gamma < 10^{-4}$
Drnevich (1972)	fija – libre	10^{-5} a 10^{-3}	Isótropo	Cilíndricas huecas	idem	Funciona como corte torsional estático
Santamarina y Cascante (1996), Cascante y Santamarina (1997), Fernández y Santamarina (2001)	fija – libre	10^{-8} a 10^{-3}	Cargas desviadoras de compresión y tracción	Cilíndricas huecas	Excitación con ruido aleatorio	Se alcanzan γ de hasta 10^{-8}
Lo Presti et al. (1997)	fija – libre	10^{-6} a 10^{-2}	Anisótropos (solo en muestras huecas)	Inalteradas (Llenas) y Alteradas (cilíndricas huecas)	Barrido en frecuencias con una excitación sinusoidal. Análisis en el tiempo	Funciona como corte torsional estático
Lodde (1982), Athanasopoulos y Woods (1985), Kim (1991), Hardcastle y Sharma (1998)	fija – libre	10^{-5} a 10^{-2}	Isótropo	Llenas	idem	idem
Borden et al. (1996)	fija – libre	10^{-5} a 10^{-3}	Isótropo	Llenas (inalteradas, suelos residuales)	idem	idem
Li et al. (1998)	fija – libre	10^{-6} a 10^{-3}	Isótropo	Llenas	Frecuencia de resonancia prefijada (agregando masa virtual al cabezal superior)	Se disminuye el número de ciclos para alcanzar la resonancia

El empleo de cristales piezocerámicos como sensores en la medición de las velocidades de propagación de ondas a través de materiales, es conocido desde hace varias décadas. Sus aplicaciones concretas se han visto limitadas durante mucho tiempo por la dificultad de operación de estos sensores y el requerimiento de equipamiento de alta complejidad que permitiera la generación y recepción de señales con adecuada claridad. El advenimiento de potentes y versátiles dispositivos electrónicos, junto con el desarrollo de sistemas de procesamiento de la información suficientemente ágiles, han potenciado notablemente su uso. Rinaldi y Zeballos (1996), presentaron una recopilación de la experiencia en el uso de cristales piezocerámicos para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos.

En un principio, los elementos piezocristales empleados como sensores, generaban y recibían principalmente perturbaciones de compresión sobre el medio en estudio. Posteriormente, estos comenzaron a combinarse de forma tal de potenciar las perturbaciones de corte, minimizando las de compresión (Dyvick y Madshus, 1985), surgiendo lo que se conoce como elementos bimorfos (bender elements).

Los elementos bimorfos están constituidos por dos piezocristales adheridos entre sí. La forma en que estos elementos son unidos y la conexión de los mismos, ya sea actuando como receptores o como emisores ha sido descrita en detalle por distintos autores, (ej. Shirley, 1978; Dyvick y Madshus, 1985 y Brocanelli y Rinaldi, 1999). El principio de funcionamiento de los mismos es similar al de un bimetalico, es decir, cuando se aplica un pulso de corriente, uno de los piezocristales se alarga mientras que el otro se acorta, provocando una deflexión del conjunto tan rápida como la aplicación del pulso. Para ello, ambos elementos deben estar polarizados en forma opuesta. En base a esta propiedad, los cristales piezocerámicos son ideales para producir perturbaciones de corte.

Los bender elements producen excitaciones con niveles de deformación lo suficientemente bajos (del orden de 10^{-5}) como para provocar en el suelo deformaciones dentro del rango elástico (Dyvick y Madshus, 1985). A su vez, es posible colocarlos fácilmente en cualquier dispositivo de ensayo y de esta manera monitorear velocidades de onda durante el transcurso de la prueba (Bates, 1989; Agarwal e Ishibashi, 1991; Atkinson, 2000, Fam et al., 2002). En la literatura, es común encontrar su utilización

dentro de cámaras triaxiales (Viggiani y Atkinson 1995; Brignoli et al., 1996; Brocanelli y Rinaldi, 1999; Atkinson, 2000), aunque también es posible utilizarlos dentro de aros edométricos (Fam y Santamarina, 1996; Zeng y Ni, 1999), dispositivos de corte (Shibuya et al., 2001) o columnas resonantes (Fam et al., 2002).

Los piezocristales se colocan en los cabezales superior e inferior de la cámara triaxial o aro edométrico. En la Figura 2.16, se muestra esquemáticamente el montaje de los bimorfos en los cabezales de una celda triaxial y de un aro edométrico. Estos se fijan a las piedras porosas con la ayuda de resina epoxi. Para evitar que los sensores entren en cortocircuito por contacto directo con los electrolitos de la muestra, se aplica una o varias capas de pintura sintética que actúa como aislante. Existen otras alternativas de montaje del sistema (Bates, 1989; Agarwal e Ishibashi, 1991; Baldwin et al., 1991). La conexión de los sensores al equipamiento electrónico se realiza mediante cables coaxiales de bajo nivel de ruido. Dyvick y Madshus (1985), Brignoli et al. (1996) y Brocanelli y Rinaldi (1999) dan una descripción detallada del montaje de los bender elements en la cámara triaxial.

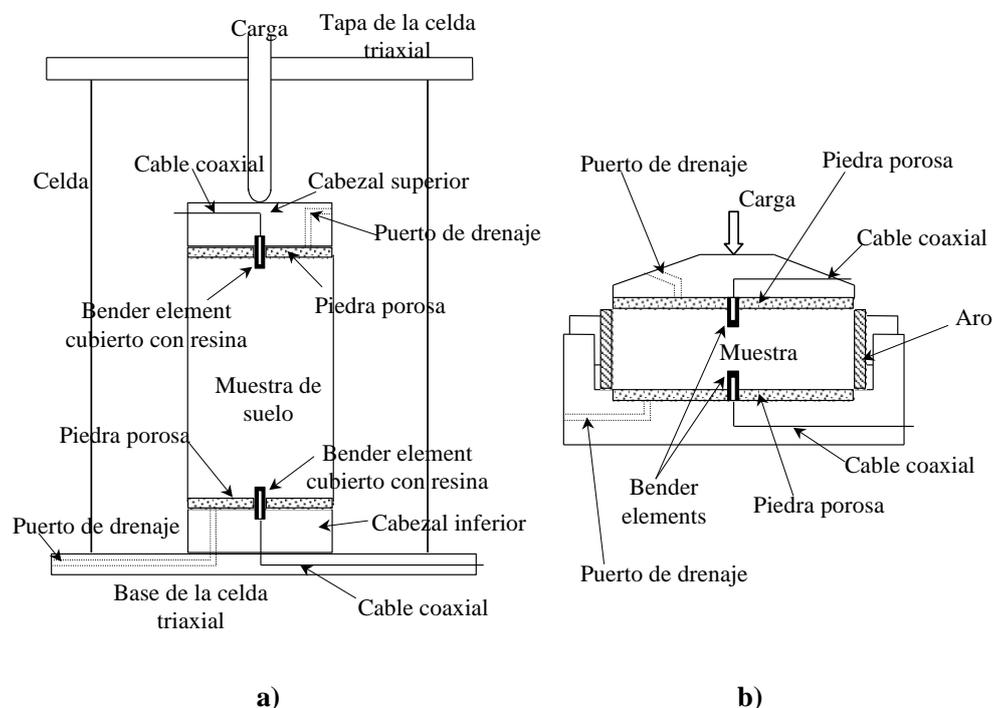


Figura 2.33: Montaje de los bender elements. a) en una celda triaxial, b) en un edómetro.

Cualquiera de los elementos bimorfos puede actuar como emisor o receptor indistintamente. El emisor se conecta a un generador de señales de voltaje regulable. Las señales emitida y recibida son captadas por un osciloscopio digital previa amplificación analógica. Las señales captadas por el osciloscopio son enviadas a una PC, en donde con la ayuda de un software adecuado, pueden ser fácilmente procesadas de manera de obtener la diferencia en tiempo entre la emisión de la señal excitatriz y la recepción de la misma. Con este dato se calcula la velocidad de propagación de ondas.

Uno de los mayores inconvenientes de este ensayo es la correcta interpretación e identificación de los arribos de las señales recibidas. Viggiani y Atkinson (1995), Jovicic et al. (1996), Nakagawa et al. (1996), Zeng y Ni (1999) y Kawaguchi et al. (2001) entre otros, proponen una serie de técnicas y recomendaciones para superar estas dificultades. Brocanelli y Rinaldi (1999) plantearon un método de interpretación de los resultados de ensayos de este tipo en el dominio de la frecuencia.

En el Capítulo 4 se describen los métodos de medición juntamente con resultados típicos para este tipo de ensayo.

2.6.1.3 Ensayos Cíclicos

Los ensayos cíclicos, fueron desarrollados principalmente con la intención de reproducir en el laboratorio las condiciones de campo que producen la licuación como consecuencia de la propagación en sentido vertical de ondas de corte. Sin embargo, estas pruebas permiten también la determinación de los módulos E y G .

En la Figura 2.34 se representan las condiciones de carga cíclica que se pretenden reproducir en el laboratorio. Los primeros intentos, se llevaron a cabo por medio de ensayos de compresión triaxial cíclicos. Posteriormente, se desarrollaron distintas variantes de ensayos de corte simple cíclicos en los que se intenta reproducir con mayor exactitud a las condiciones de carga planteadas.

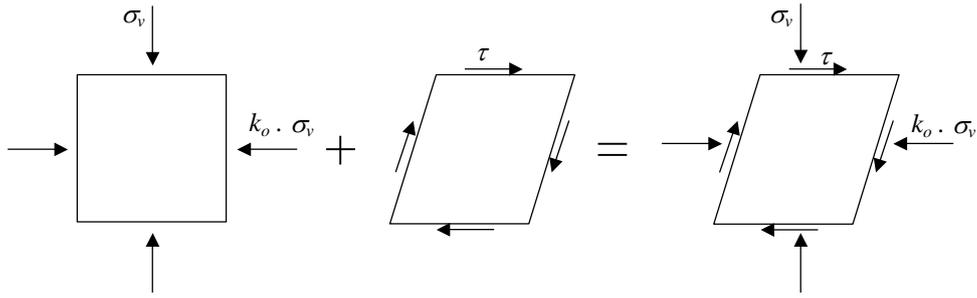


Figura 2.34: Condiciones de carga in situ. Deformación de un elemento de suelo en corte simple.

2.6.1.3.1 Ensayo de Compresión Triaxial Cíclico

Esta prueba es la más comúnmente utilizada para la determinación del potencial de licuación en arenas. En la misma, se consolida inicialmente a una muestra cilíndrica de suelo bajo una presión isotrópica σ_{conf} , produciendo el estado tensional mostrado en la Figura 2.35 a. Posteriormente, la probeta es sometida a un aumento en la tensión axial de valor $\sigma_{dc} / 2$ y a una reducción simultánea en la presión isotrópica del mismo valor, como se aprecia en la Figura 2.35 b.

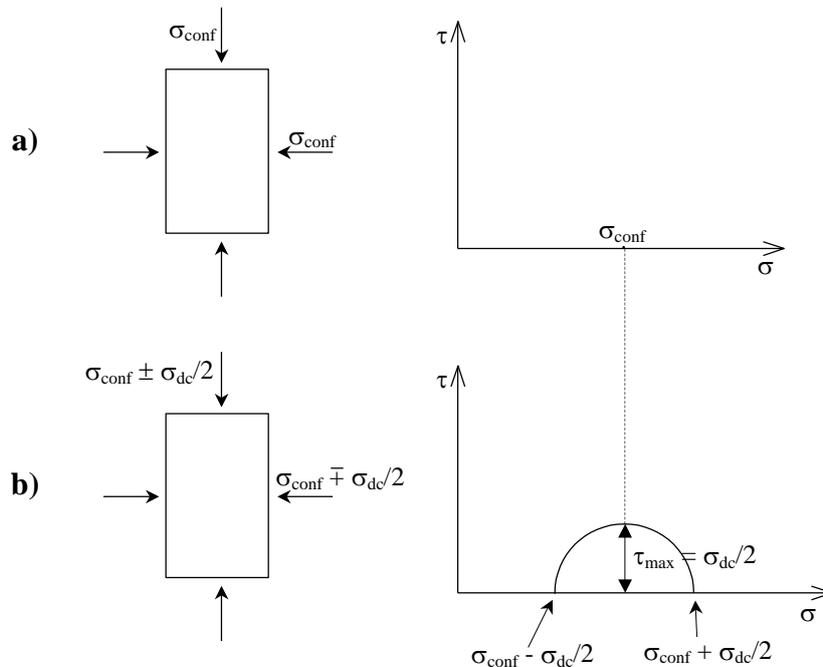


Figura 2.35: Estados tensionales impuestos a la muestra en un ensayo de compresión triaxial cíclico.

En un plano inclinado 45° con respecto al eje vertical de la muestra, la tensión normal toma un valor igual a σ_{conf} , mientras que la tensión de corte igual a $\sigma_{dc}/2$. Paso siguiente, se varía la tensión axial y la presión en la celda en un valor $\sigma_{dc}/2$, lo que hace que en el plano analizado la tensión normal se mantenga constante e igual a σ_{conf} , mientras que la de corte se invierta tomando un valor igual a $-\sigma_{dc}/2$. Este estado tensional impuesto a la muestra simula el producido in situ en el plano horizontal de un elemento de suelo durante un sismo. Por practicidad, el ensayo se realiza manteniendo la presión en la celda en un valor constante y variando la presión axial en un valor $\pm\sigma_{dc}/2$ como se aprecia en la Figura 2.36. Si la muestra es ensayada en condición saturada y no drenada, esta técnica produce el mismo estado tensional que en el caso de variar la tensión axial y la presión en la celda un valor $\sigma_{dc}/2$. Seed y Lee (1966), describen en detalle la forma de realización de este ensayo.

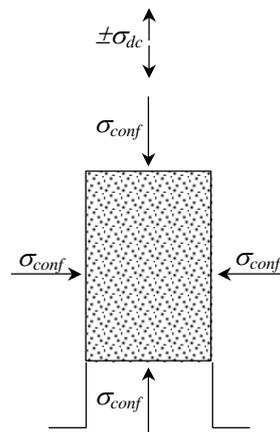


Figura 2.36: Ensayo de compresión triaxial cíclico con presión de celda constante.

Los equipos comúnmente utilizados son del tipo de tensiones controladas, en los cuales una carga axial cíclica es impuesta a la muestra en condiciones no drenadas. A lo largo del ensayo se miden las presiones de poros, los esfuerzos de carga y las deformaciones verticales, en función del número de ciclos de carga.

Además de la determinación de las características de licuación, a partir de un ensayo de compresión cíclica, es posible también obtener el módulo de elasticidad, siempre y cuando la prueba se ejecute a deformaciones controladas. Estas pruebas son realizadas esencialmente en la misma manera que los ensayos a tensión controlada, con la salvedad

de que un sistema servohidráulico es utilizado para aplicar ciclos de deformación controlados. El módulo de Young (E), se obtiene del ciclo tensión deformación obtenido.

El ensayo triaxial cíclico presenta una serie de limitaciones, entre las que se puede mencionar (Woods, 1978):

- Es difícil producir deformaciones inferiores a 10^{-3} de una manera controlada.
- Las partes de compresión y tracción del ciclo de histéresis no siempre son iguales, lo que trae como consecuencia que el ciclo no sea simétrico en los ensayos a deformación controlada.
- Durante el ensayo se produce una redistribución de la relación de vacíos.
- Se producen concentraciones de tensión en la base y cabeza de las muestras.
- La tensión principal mayor cambia de dirección 90° durante el ensayo.

La tercera de las limitaciones es común a todos los ensayos de corte cíclicos, mientras que las otras son propias del ensayo triaxial. Tratando de superar la primera y tercera de las limitaciones mencionadas, en los últimos 15 años se han registrado importantes avances en lo que hace a los dispositivos de medición incorporados en las celdas triaxiales (Jardine et al., 1984; Costa Filho, 1985; Hird y Yung, 1989; Tatsuoka y Shibuya, 1992, Tatsuoka et al., 1995). Estos dispositivos se caracterizan por realizar mediciones de tipo local, desvinculándose de los problemas generados por el contacto imperfecto entre los cabezales y la muestra. Mediante estos dispositivos, es posible en la actualidad, realizar mediciones del módulo para deformaciones que van desde niveles del orden de 10^{-6} hasta la falla (Cavallaro et al., 2001). La medición de las deformaciones en forma local en un ensayo triaxial puede realizarse con una serie de transductores: LVDT (Linear Variation Displacement Transducer), LDT (Local Displacement Transducer) (Goto et al., 1991; Tatsuoka et al., 1994), inclinómetros y proxímetros, los cuales vienen en tamaños diminutos y sumergibles. Estos sensores pueden utilizarse para la medición de deformaciones axiales aunque los proxímetros pueden también ser utilizados para la medición de deformaciones radiales, giro de las secciones de la muestra y cambios de volumen. En la Figura 2.37 se esquematiza a

modo de ejemplo, una celda triaxial a la que se le han implementado dispositivos de medición de deformaciones locales de alta precisión.

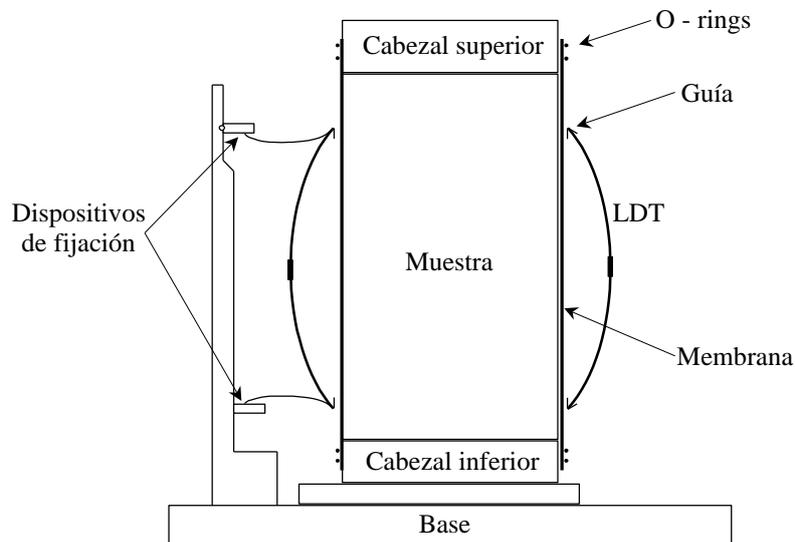


Figura 2.37: Incorporación de un transductor de desplazamiento local (LDT) en un ensayo triaxial (Goto et al., 1991).

2.6.1.3.2 Ensayo de Corte Simple Cíclico

Este ensayo reproduce los estados tensionales producidos in situ (Figura 2.34) con un alto grado de aproximación. Su principal utilización es la determinación de la cantidad de ciclos necesarios para producir la licuación en arenas, sin embargo también permite la determinación del módulo de corte de los suelos. En esta prueba, una muestra cilíndrica de altura inferior a su diámetro es sometida a deformaciones laterales de la forma ilustrada por la Figura 2.34.

Existen fundamentalmente tres versiones del aparato de corte (Woods, 1978; Kramer 1996):

- el dispositivo SGI (Swedish Geotechnical Institute's)
- el equipo de Cambridge
- el aparato NGI (Norwegian Geotechnical Institute).

Los modelos del SGI y NGI utilizan bordes verticales no rígidos y muestras de sección circular, como se aprecia en la Figura 2.38. El aparato del SGI usa anillos apilados para confinar la muestra, mientras que el del NGI lo hace con membranas reforzadas con alambre. El aparato de Cambridge, utiliza paredes rígidas y muestras de sección rectangular (Figura 2.38).

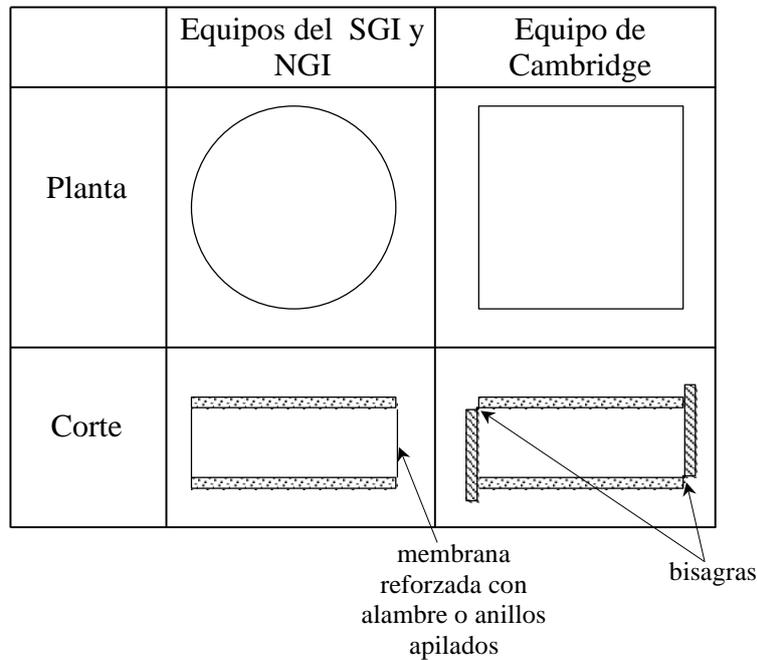


Figura 2.38: Esquema de los aparatos de corte simple de Cambridge, NGI y SGI..

Mediante la aplicación de tensiones de corte horizontales en forma cíclica a las piedras porosas superior e inferior, el espécimen de suelo se deforma de manera semejante a como lo hace in situ, durante la propagación en sentido vertical de una onda de corte (Figura 2.34).

Si bien conceptualmente el ensayo es simple, las condiciones de borde a las que está sometida la muestra y la interpretación de los resultados no son tan sencillos. En general, el mayor inconveniente que presenta esta técnica, es la distribución de tensiones desarrollada debajo de las piedras porosas superior e inferior. Las resultantes de las fuerzas verticales generadas en estas superficies, deben producir una cupla que equilibre el momento producido por las fuerzas de corte aplicadas. Consecuentemente, tanto las tensiones verticales como las de corte, se distribuyen de una manera no

uniforme. Esta falta de uniformidad en la distribución de las tensiones, aumenta al crecer las deformaciones.

Una serie de limitaciones inherentes al aparato mismo, disminuyen la calidad de la simulación de las condiciones desarrolladas en el campo (Seed y Peacock, 1971). El hecho de que la distribución de tensiones no sea uniforme, trae como consecuencia que las muestras lleguen a la falla a niveles tensionales inferiores a los que son capaces de resistir in situ. No obstante este inconveniente, Seed y Peacock (1971) aseguraron que estas diferencias pueden ser minimizadas si se realiza una minuciosa preparación y colocación de la muestra dentro del aparato de corte y si la transferencia de carga se lleva a cabo con suficiente cuidado. Kovacs y Leo (1981), mostraron que el efecto de la falta de uniformidad en la distribución de tensiones puede ser reducida si se utilizan muestras con relaciones diámetro / altura del orden de 8.

Más allá de estas dificultades, los resultados obtenidos con este ensayo muestran en forma general una buena correlación con la realidad. Por lo tanto, a los fines prácticos, siempre que la prueba se realice con suficiente cuidado, los efectos de la distribución irregular de tensiones resultan despreciables.

Finn et al. (1971), observaron que salvo casos particulares, la resistencia a la licuación obtenida mediante ensayos triaxiales, es mayor que la obtenida a través de ensayos de corte. Estos autores sugirieron que, la tensión de corte necesaria para producir la falla in situ debe ser aproximadamente el 50 % de la determinada en ensayos triaxiales o bien el 40 % mayor a la obtenida en ensayos de corte.

Mediante el ensayo de corte simple cíclico, es posible determinar el módulo de corte (G). Para esto es necesario determinar los ciclos de tensión de corte versus deformación de corte sufridos por la muestra bajo un determinado estado de tensión vertical. Lanzo et al. (1997), desarrollaron un dispositivo de corte simple de diseño avanzado, en el que se ensayan dos muestras paralelas del mismo material simultáneamente. El equipo está constituido por componentes de elevada rigidez lo que permite eliminar casi totalmente los problemas asociados a la generación de falsas deformaciones y fricciones indeseadas. Para la medición de las deformaciones de la muestra, el dispositivo está

equipado con próxímetros de alta precisión, con lo cual resulta posible medir ciclos de tensión deformación a muy pequeñas deformaciones (inferiores a 10^{-5}).

Al igual que el ensayo triaxial, el ensayo de corte simple cíclico tiene el inconveniente de que se produce una rotación de las tensiones principales durante el ensayo (Holtz y Kovacs, 1981).

2.6.1.3.3 Ensayo Torsional Cíclico

Muchas de las dificultades presentadas en los ensayos triaxial y de corte cíclicos pueden ser evitadas mediante el ensayo de torsión cíclica. Esta prueba permite someter a las muestras de suelo a estados de tensión tanto isotrópicos como anisotrópicos y al mismo tiempo imponer esfuerzos de corte cíclicos mediante la rotación continua de los ejes principales de tensión. Constituye una vía de uso frecuente para la determinación del módulo de elasticidad a lo largo de un amplio rango de deformaciones.

Ishihara y Li (1972) modificaron un aparato triaxial con el objetivo de poder aplicar deformaciones torsionales a las muestras. Este equipo, si bien tenía la ventaja de permitir el control de las presiones laterales, presentaba la desventaja de que las deformaciones variaban desde cero en el eje central de la muestra hasta un valor máximo en la circunferencia exterior de la misma. Otros investigadores, entre ellos Drnevich (1972), Ishihara et al. (1975) e Iwasaki et al. (1978), desarrollaron equipos que utilizaban muestras cilíndricas huecas.

En la Figura 2.39 se muestra un esquema de la forma de las probetas y estado tensional inducido en las mismas en el dispositivo utilizado por Drnevich (1972), Ishihara et al. (1975) e Iwasaki et al. (1978). Existen versiones de este aparato que difieren en la altura y diámetros interior y exterior de las muestras.

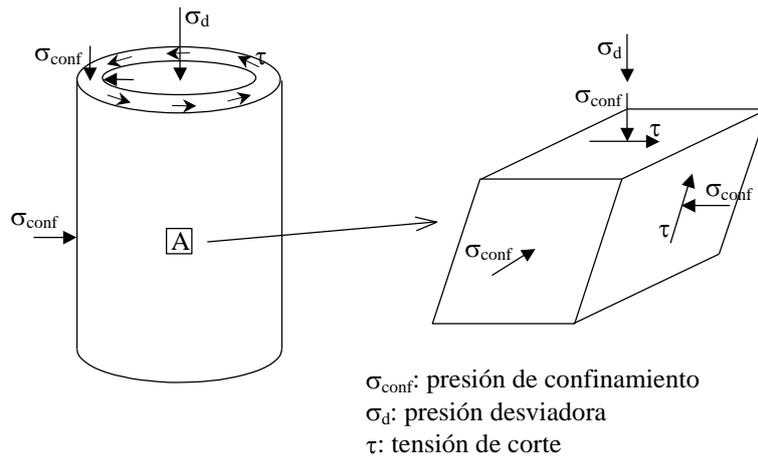


Figura 2.39: Esquema del estado tensional y de deformaciones impuesto a muestras cilíndricas huecas en el ensayo de torsión cíclico.

Los equipos que utilizan muestras de gran altura presentan el inconveniente de que la obtención de las mismas es dificultosa. Borden et al. (1996) y Hardcastle y Sharma (1998) entre otros, utilizaron este dispositivo con muestras inalteradas cilíndricas llenas. Woods (1978), reportó ensayos en muestras inalteradas cilíndricas huecas de suelos cohesivos preparadas por tallado.

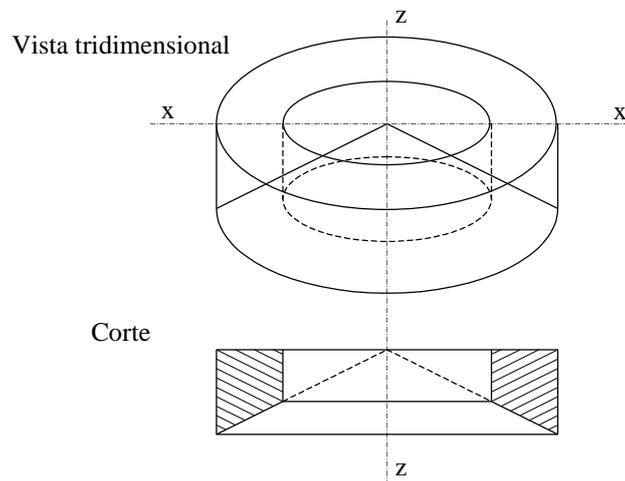


Figura 2.40: Muestras talladas en forma cónica en su parte inferior.

Existen versiones del ensayo torsional cíclico que utilizan muestras con geometrías especiales, caracterizadas por tener la parte inferior en forma cónica (Figura 2.40). El objetivo de estos dispositivos es uniformizar las deformaciones de corte generadas en

las paredes de la probeta. Las dimensiones del interior cónico son proporcionales a los radios interno y externo de la muestra hueca utilizada. Probetas de este tipo, tienen la ventaja de ser tallados con más facilidad que las cilíndricas huecas descritas párrafos atrás, en las que la altura de la muestra es considerablemente mayor.

En el Capítulo 4 se presenta una descripción de las técnicas utilizadas en el presente trabajo para la realización de ensayos de corte torsional cíclico en la columna resonante.

2.6.1.3.4 Ensayo de la Mesa Vibratoria

Este ensayo surge con el objeto de superar los inconvenientes propios de los ensayos triaxial y de corte simple cíclicos. Como consecuencia de la potencial concentración y distribución no uniforme de tensiones y variación de la relación de vacíos que se produce en los ensayos a pequeña escala, se plantea la necesidad de la realización de pruebas de laboratorio a gran escala. El desarrollo de este tipo de metodologías ha sido fundamental para el avance del conocimiento en temas como la licuación, asentamientos posterremoto, respuesta de fundaciones y problemas vinculados al empuje de suelos. No obstante su objetivo primordial, el ensayo de la mesa vibratoria puede también ser utilizado para la determinación del módulo de corte G a través de la determinación de los modos de vibración del sistema.

La mayoría de las mesas vibratorias poseen un solo grado de libertad, el cual se manifiesta en movimientos de traslación horizontales. Sin embargo, existen también dispositivos con múltiples grados de libertad. Generalmente el movimiento es producido por actuadores servohidráulicos, los cuales son impulsados por bombas hidráulicas. La capacidad dinámica de las mesas vibratorias está limitada por la capacidad de carga de las bombas que impulsan a los actuadores. Cuando se utilizan modelos de gran peso y se requiere realizar el ensayo a frecuencias moderadas o altas, es necesario contar con equipos que tengan grandes bombas y actuadores. En la Figura 2.41 puede apreciarse una representación esquemática de una mesa vibratoria. Este equipo fue construido por Sherif et al. (1982), con la finalidad de estudiar las presiones dinámicas generadas en las paredes de la caja.

Dentro de la literatura geotécnica se encuentran mesas vibrantes de variados tamaños, llegando algunas de estas a tener dimensiones del orden de varios metros. Con modelos de esta magnitud, la colocación y compactación del suelo, al igual que la instrumentación, son fácilmente llevadas a cabo.

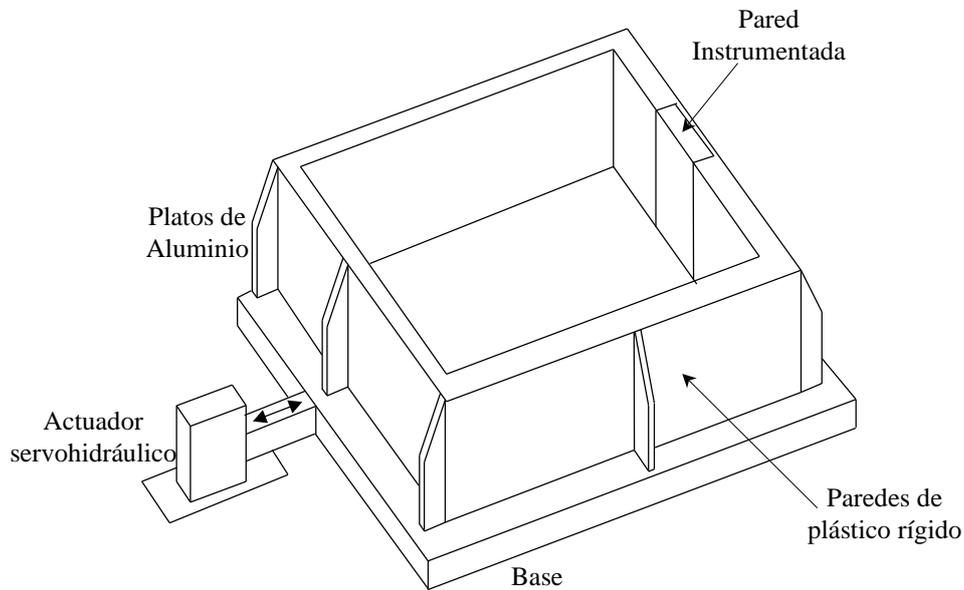


Figura 2.41: Esquema de una mesa vibratoria (Sherif et al., 1982).

El principal inconveniente de este ensayo, está dado por la incapacidad de someter a la muestra a altas presiones de confinamiento. Esta situación, se presenta cuando se desea modelar el comportamiento de suelos ubicados a grandes profundidades, los cuales pueden presentar comportamientos de tipo contractivo. En estos casos, suele prepararse una muestra con una estructura más suelta que la real, a la cual se ensaya con presiones verticales inferiores a las existentes in situ, manteniendo de esta forma el comportamiento contractivo. Este tipo de situaciones son las que mayor grado de dificultad presentan para su correcta modelación e interpretación, ya que como consecuencia de las bajas tensiones normales generadas en el modelo, la contribución de las componentes de resistencia de tipo cohesivas del modelo, puede resultar mayor que en el prototipo. Hettler y Gudehus (1985), han propuesto métodos de corrección para tener en cuenta imprecisiones de este tipo. Otro inconveniente común de este ensayo, es la posible penetración de la membrana de goma que rodea a la muestra entre los granos de suelo. Este fenómeno puede producir la generación de pequeños, aunque

significativos, cambios de volumen como respuesta a las variaciones en la presión de poros. Este problema fue tenido en cuenta y explicado por Seed (1976).

2.6.1.4 Resumen

A modo de resumen, en la Figura 2.42 se han representado el rango de deformaciones cubierto por cada uno de los ensayos de laboratorio descriptos. Es importante tener en cuenta que los datos consignados en esta figura debe ser continuamente actualizados debido al avance de la técnica.

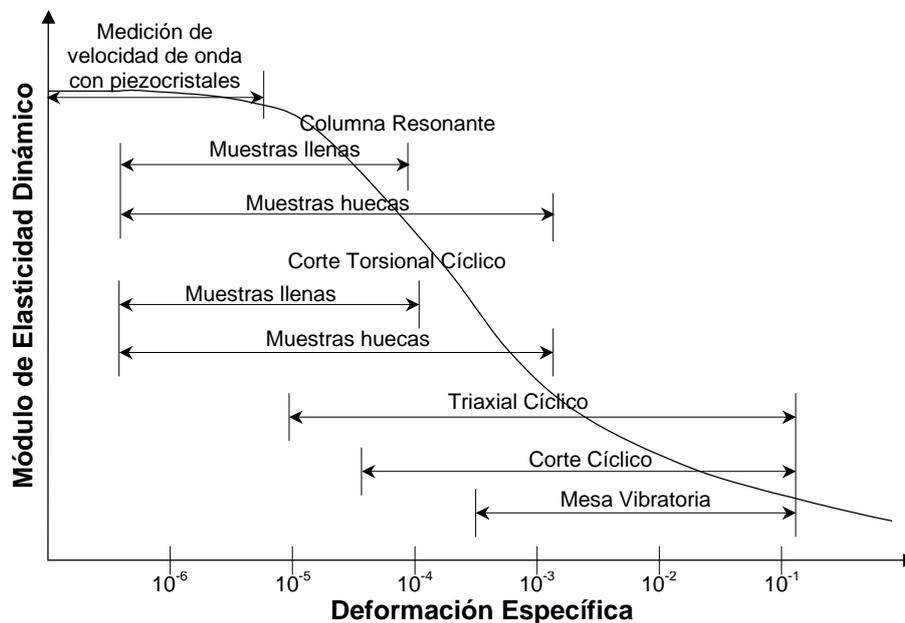


Figura 2.42: Rangos de deformación abarcados por los diferentes ensayos de laboratorio para la medición del módulo de elasticidad dinámico descriptos.

2.6.2 Ensayos de Campo

Las pruebas de campo que tradicionalmente se han empleado para determinar el módulo dinámico de los suelos son los ensayos downhole, crosshole, de refracción y los estudios de propagación de ondas de superficie o de Rayleigh (SASW). Una de las razones por las que estos métodos han sido utilizados con éxito, es la magnitud de las deformaciones inducidas al suelo durante la ejecución de los mismos, las cuales no

superan el valor de 10^{-5} , por lo que puede considerarse que el módulo medido es el módulo máximo o módulo dinámico (Wilson et al., 1978). Por otro lado, las frecuencias generadas no superan los doscientos o trescientos Hertz, con lo cual, los valores de G_{max} determinados son apropiados para la resolución de problemas relacionados con la ingeniería sísmica (Stokoe, 1980).

Otros métodos sísmicos que han sido utilizados en la literatura para la medición del módulo máximo, y que se presentan como modificaciones de los anteriores, son los ensayos de inhole y uphole. Por último, vale la pena mencionar a dos pruebas más, también basadas en la propagación de ondas sísmicas, que son el método de los impulsos in situ y el ensayo cilíndrico in situ. El primero fue desarrollado por Shannon y Wilson, Inc. y Agbabian Associates (1976) y el segundo por el Air Force Weapons Laboratory (1977). Estos métodos permiten la medición del módulo en forma dinámica para deformaciones correspondientes tanto al rango lineal como al no lineal del comportamiento de los suelos.

2.6.2.1 Ensayo Crosshole

En este ensayo, se mide el tiempo que tardan una onda de compresión y una de corte en recorrer una distancia conocida. Con estos datos se determinan las velocidades de propagación de ondas P y S con las que los módulos E_{max} y G_{max} pueden ser evaluados. Hoar y Stokoe (1981), describen la metodología más comúnmente utilizada para la realización de este ensayo, la cual se representa esquemáticamente en la Figura 2.43. Se realizan dos o más (preferentemente tres) perforaciones encamisadas con una separación de entre 3 y 5 metros. Para producir la perturbación se puede utilizar un equipo SPT o bien cualquier otro dispositivo que genere una perturbación con suficiente energía.

El ensayo se realiza de la siguiente manera: se coloca la fuente emisora a una profundidad determinada. Se fijan los transductores de velocidad a las paredes de los pozos 1, 2 y 3 de la Figura 2.43 a la misma profundidad que la fuente emisora. Se genera un impulso con la fuente dispuesta a tal fin. Cada impulso produce ondas de compresión y de corte en el suelo y simultáneamente dispara un sistema de medición constituido por un amplificador y un osciloscopio. Los arribos de las ondas son

recibidos por los transductores de velocidad fijos a las paredes de las perforaciones 1 a 3 (ver Figura 2.43). Las señales registradas por estos transductores son enviadas a un osciloscopio, previo filtrado y amplificación. El osciloscopio está a su vez conectado a una PC desde donde las señales pueden ser procesadas e interpretadas con facilidad con la ayuda de un software adecuado. Paso siguiente se hace descender la fuente y los transductores de velocidad a otra profundidad y se repite la operación anterior. Esta metodología se repite sucesivamente hasta alcanzar el fondo del pozo.

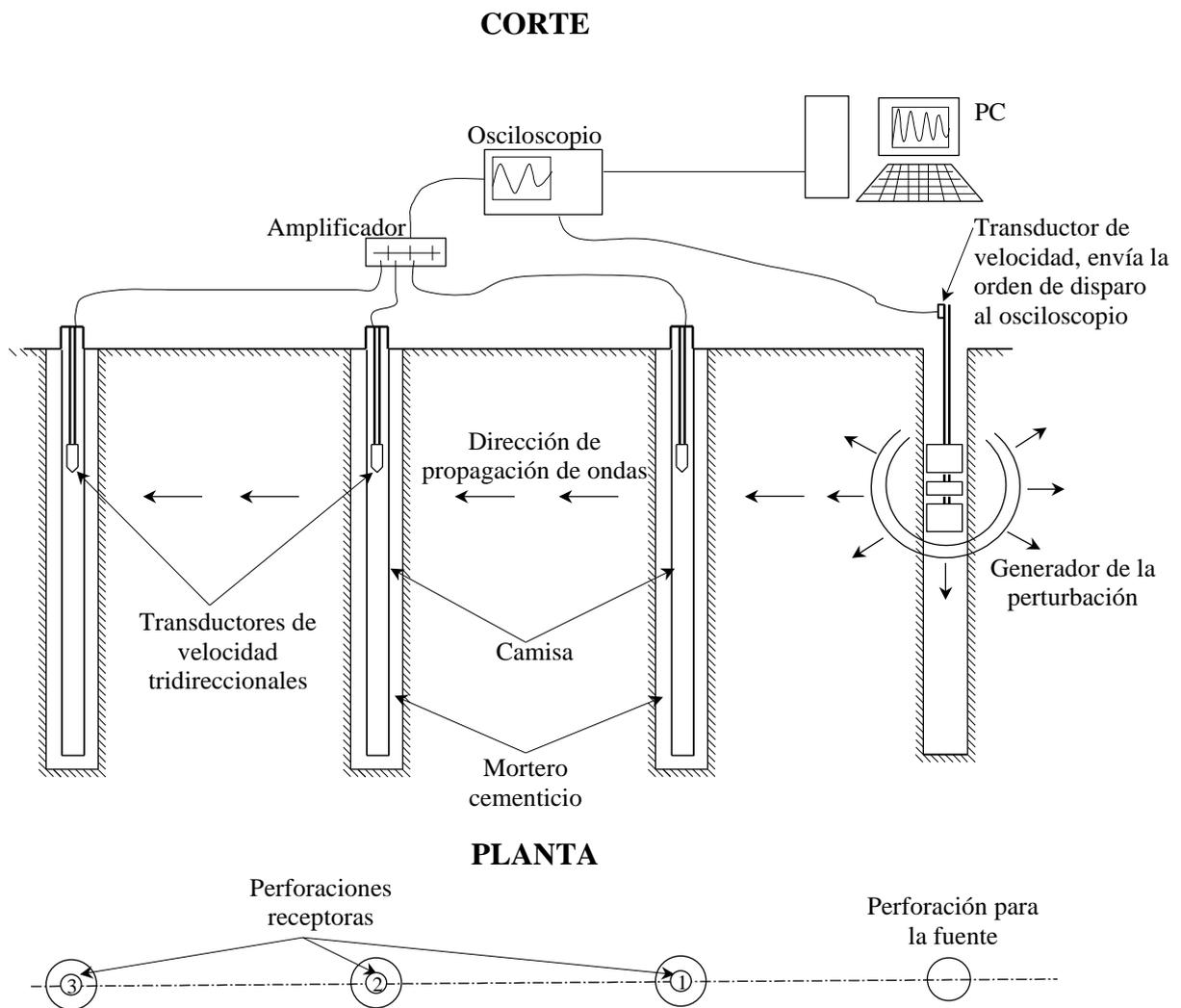


Figura 2.43: Ensayo de corsshole (Hoar y Stokoe, 1981).

Existen muchas variantes de este ensayo como ser (Wilson et al., 1978; Woods, 1978): la utilización de una sola perforación receptora, la generación de la perturbación

mecánica con martillos accionados manualmente y el empleo de fuentes torsionales para generar ondas S polarizadas horizontalmente e impulsos verticales para producir ondas polarizadas verticalmente (Hoar y Stokoe, 1978; Sully y Campanella, 1995), etc.. Mok et al. (1988) describieron una técnica que permite medir el amortiguamiento a partir del ensayo Crosshole.

El análisis de los arribos para la determinación de la velocidad de propagación de ondas puede realizarse de dos maneras:

- a) por el método de los arribos directos
- b) por el método de los pseudointervalos.

El primero consiste en medir los tiempos que las ondas tardan en recorrer la distancia que existe entre la fuente y el receptor, mientras que en el segundo se mide el intervalo de tiempo transcurrido entre los arribos de la onda al receptor del primer pozo y a los receptores de los otros pozos. En general, la orientación de los receptores puede ser tanto vertical como radial. En el caso de utilizar receptores radiales, se requieren geófonos de tres componentes.

Cuando se desea medir la velocidad de propagación de ondas de compresión únicamente, es aconsejable utilizar pequeñas cargas explosivas como fuentes. Estas se colocan dentro de la perforación emisora, la cual se llena con algún material de consistencia fluida. La generación de la perturbación mediante esta técnica es preferible a la utilización de fuentes mecánicas, ya que los arribos de las ondas P resultan de mayor amplitud y formas más suaves, con lo que se facilita su identificación (Warrick, 1974).

2.6.2.2 *Ensayo Downhole*

En este método, se miden los tiempos que ondas de compresión y de corte tardan en recorrer distancias entre la fuente emisora de la perturbación, ubicada en la superficie, y los receptores, ubicados en profundidad. Con estos tiempos y calculadas las distancias recorridas se determinan las velocidades de onda. En la Figura 2.44 se puede apreciar un esquema de la ejecución del ensayo (Stokoe y Hoar, 1978). Se realiza una perforación encamisada hasta la profundidad que se desea estudiar. Esta perforación es idéntica a las

utilizadas en el ensayo crosshole para albergar los receptores. En cada una de las mismas, se coloca un transductor de velocidad, el cual generalmente forma parte de un dispositivo de tres componentes (3-D). Se hormigona in situ un cubo de aproximadamente 0.5 metros de lado en el que se empotran uno o dos perfiles metálicos L como se aprecia en la Figura 2.44. La finalidad de los perfiles es recibir golpes de martillo de manera tal de poder producir excitaciones de diversas formas sobre el bloque de hormigón. El cubo de hormigón se ubica a una distancia del orden de 2 o 3 metros de la perforación con los geófonos receptores.

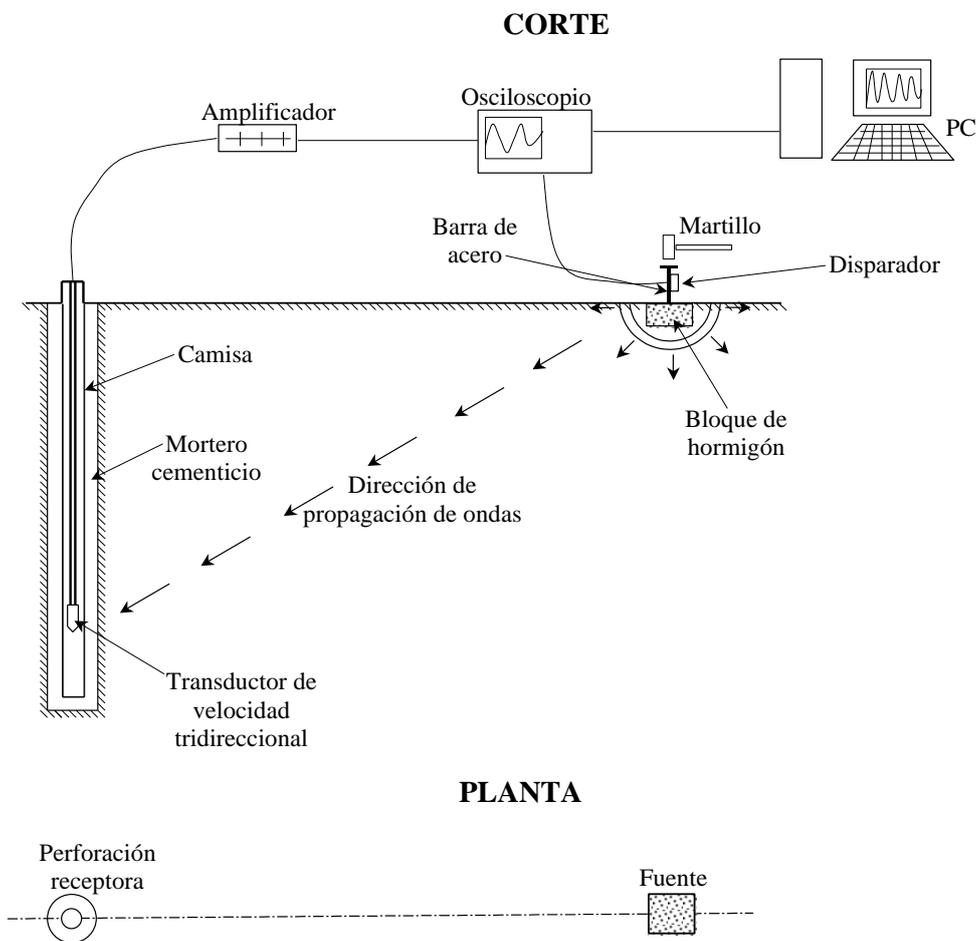


Figura 2.44: Esquema del ensayo downhole (Stokoe y Hoar, 1978).

Se golpea a los perfiles de acero con una masa, de manera de generar una perturbación de corte que pueda polarizarse en las dos direcciones, con la consecuente generación de ondas S y P en la masa de suelo (ver Figura 2.44). Los perfiles llevan adosado un acelerómetro, que en el momento de percibir el golpe del martillo, dispara un

osciloscopio en el cual se registran las señales tomadas por los geófonos ubicados en la perforación. Estas señales son previamente filtradas y amplificadas. Los datos registrados por el osciloscopio son bajados a una PC en donde son procesados con un software adecuado, de manera de identificar los arribos de las ondas S y P. Conocidos los tiempos y las distancias recorridas por las ondas, se calcula su velocidad de propagación y con estas los módulos de corte máximo y módulo de elasticidad de barras o módulo de Young máximo. El ensayo se repite ubicando los geófonos a distintas profundidades. Generalmente, se toman registros para golpes en el perfil metálico aplicados en dos direcciones opuestas de manera de poder ver la inversión de la onda de corte y así facilitar la identificación de su arribo.

Entre las variantes que pueden encontrarse para este ensayo, se puede mencionar:

- la utilización de distintos tipos de fuentes, como ser impulsos horizontales aplicados sobre placas de acero semienterradas (Warrick, 1974; Hoar y Sotkoe, 1980).
- perturbaciones producidas por explosivos acoplados mecánicamente o impulsos torsionales aplicados sobre cilindros de hormigón llenados in situ.
- el uso de 2 transductores tridireccionales en el mismo pozo para medir además de los arribos directos a cada uno de ellos, el intervalo de tiempo entre ambos.
- el empleo de sistemas de orientación de receptores para asegurar que la orientación y polaridad del receptor coincide con la de la onda (Patel, 1980).

Finalmente, es importante destacar que la manera en la que los tiempos de viaje de las ondas son recolectados y analizados, tanto en el ensayo downhole como crosshole, puede afectar enormemente los resultados obtenidos. En el ensayo crosshole, se asume que lo que se mide es el arribo de una onda que viajó en forma directa (en línea recta) desde el emisor hasta el receptor, sin embargo puede ocurrir que lo medido sea el tiempo de viaje de una onda refractada en estratos inferiores de mayor velocidad de propagación de ondas. Este error en la interpretación de los datos puede ser evitada si se utilizan tres o más perforaciones con receptores (Murphy, 1972 y Stokoe y Abdelrazzak, 1975). Stokoe y Hoar (1978) proponen una serie de técnicas analíticas para

superar inconvenientes de este tipo, estas técnicas deben ser combinadas con el conocimiento del perfil estratigráfico del lugar obtenido al realizar las perforaciones.

En general el ensayo crosshole provee valores más confiables de velocidad de propagación de ondas in situ que el downhole, sobretodo a grandes profundidades (superiores a los 10 m), sin embargo el downhole tiene la gran ventaja de ser más económico. Si se utilizan ambos métodos en conjunto, de manera que uno sirva de control al otro, se obtienen resultados de gran precisión.

2.6.2.3 Ensayos Uphole, Inhole, Refracción Superficial y Ondas de Rayleigh Estacionarias

Otros métodos alternativos con los que se puede determinar in situ el módulo dinámico de los suelos son los ensayos uphole, inhole, de refracción y ondas de Rayleigh estacionarias. Los dos primeros son una modificación del ensayos downhole mientras que los dos últimos son métodos superficiales. Estas pruebas, al igual que los ensayos downhole y crosshole, producen en el suelo bajos niveles de deformación. En la Figura 2.45 se muestra esquemáticamente cada uno de ellos.

En el ensayo uphole, a la inversa del ensayo downhole, la fuente se coloca en una perforación y los geófonos receptores en la superficie. Esta técnica proporciona una vía adecuada para la medición de velocidad de propagación de ondas P principalmente. En el ensayo inhole, tanto la fuente como los receptores (que pueden ser uno, dos o más) se ubican en la perforación, llenándose a la misma con un fluido. El método consiste en medir la velocidad de propagación de ondas P y S a lo largo de la pared del pozo. Esta prueba tiene la ventaja de requerir solamente de una perforación, permitiendo realizar mediciones a grandes profundidades. Una metodología comúnmente utilizada para la ejecución de esta técnica es mediante el uso del Cono Sísmico (Stokoe y Santamarina 2000). Los ensayos de refracción y de ondas de Rayleigh estacionarias presentan la ventaja de no necesitar perforaciones, ya que la fuente y los receptores se ubican en la superficie, lo que se traduce en una considerable reducción de los costos y la posibilidad de ensayar suelos difíciles de excavar como es el caso de las rocas. A su vez con la prueba de refracción es posible cubrir grandes áreas en forma rápida y simple, lo cual la

perturbación. La variante de mayor utilización de este método es la denominada SASW (Spectral Analysis of Surface Waves). Esta técnica consiste en generar ondas Rayleigh en un punto del terreno y medir los movimientos verticales de la superficie generados a varias distancias de la fuente. Esta prueba se fundamenta en la característica dispersiva de las ondas superficiales de Rayleigh cuando se propagan en un medio estratificado horizontalmente. Actualmente existen algoritmos de elevado nivel de sofisticación que permiten determinar el perfil de velocidades a partir de la curva de pseudovelocidades. Una descripción más detallada del método puede encontrarse en Stokoe et al. (1988), Stokoe y Santamarina (2000) y Santamarina et al. (2001).

Hiltunen y Woods (1988), compararon mediciones realizadas en un mismo sitio mediante ensayos downhole y ensayos de SASW, obteniendo buen acuerdo entre los resultados de ambos ensayos.

2.6.2.4 *Métodos Sísmicos que Producen Grandes Deformaciones*

Para evaluar el módulo correspondiente a altos niveles de deformación, superiores a 10^{-3} , existen dos métodos basados en la propagación de ondas sísmicas, denominados ensayo de los impulsos in situ (Shannon y Wilson, Inc. y Agbabian Associates, 1976) y el ensayo cilíndrico in situ (Air Force Weapons Laboratory, 1977). Ambos métodos son una adaptación del ensayo crosshole.

El ensayo de impulsos in situ es muy semejante al crosshole diferenciándose principalmente en la magnitud de la perturbación, la separación entre la perforación en la que se ubica la fuente y la que alberga al primer receptor y las técnicas de reducción de datos. Se utilizan generalmente tres perforaciones receptoras y una para la fuente, las cuales se ordenan en línea. La perturbación es generalmente producida por la caída de una masa desde una altura prefijada sobre un resorte, el cual se coloca con el objetivo de poder dar una forma adecuada al impulso producido (Wilson et al., 1978).

Las principales limitaciones de esta técnica son: el alto costo, la dificultad de mantener la distancia entre los pozos dentro de límites tolerables a grandes profundidades, la alteración sufrida por el suelo entre la fuente y el primer receptor y la utilización de

procedimientos de reducción de datos de alto nivel de complejidad para analizar los movimientos del anclaje del resorte, a partir de los cuales se obtienen los resultados correspondientes a las máximas deformaciones.

En el ensayo cilíndrico in situ, el impulso se aplica a lo largo de prácticamente toda la longitud de la perforación emisora. Para lograr este objetivo, se llena a la misma con lonjas de explosivo introducidas a presión. La prueba consiste en detonar toda la carga en forma simultánea de manera de producir un frente de ondas que se propague cilíndricamente en la masa de suelo que circunda a la perforación. En la misma se encuentran inmersos acelerómetros ubicados a distintas profundidades y distancias de la fuente. Se registra el pasaje del frente de ondas por los acelerómetros y de la integración de estos registros se obtiene la variación de la velocidad con que se mueve el punto monitoreado con el tiempo.

Los parámetros de deformación del suelo involucrado se obtienen por medio de un proceso iterativo en el que se comparan las historias de velocidad - tiempo predichas con las medidas. Para la predicción pueden utilizarse programas basados en el método de los elementos finitos en una y dos dimensiones, en los que se asume una ley constitutiva para el material. De esta manera, cuando se obtiene una buena aproximación entre las variaciones de la velocidad con que se mueven los puntos monitoreados con el tiempo predichas y medidas se considera que el modelo constitutivo adoptado es el correcto para el suelo en cuestión dentro del rango de deformaciones generadas durante el ensayo. Bratton y Higgins (1978) dan una descripción más detallada del procedimiento de reducción de datos.

La principal desventaja de este método es la cantidad de carga explosiva requerida, lo cual se traduce en grandes costos y molestias excesivas, restringiéndose su uso a áreas en las que no existan edificaciones vecinas ni tránsito de personas.

2.6.3 Métodos Indirectos

Los métodos indirectos, se basan en correlaciones entre el módulo de deformación y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) o el ensayo de cono estático

(CPT). Estos métodos gozan de una gran aprobación en la geotecnia práctica debido a su simplicidad y bajo costo. La validez de los mismos está determinada por la calidad de la correlación establecida entre los resultados de los ensayos SPT y CPT y el módulo de deformación. La mayor limitación de estas técnicas es la dependencia que las correlaciones encontradas suelen presentar respecto del suelo particular ensayado.

No obstante la utilidad que estos métodos han demostrado, no debe perderse de vista la naturaleza de los fenómenos involucrados en las correlaciones establecidas. El módulo G_{max} o su equivalente, la velocidad de ondas V_s , son parámetros asociados a niveles de deformación pequeños, dentro de los cuales, el comportamiento del suelo puede considerarse lineal y elástico. Por el contrario, los ensayos de SPT y CPT generan en el suelo grandes deformaciones, muy superiores a las correspondientes a la determinación del módulo G_{max} . Esta falta de compatibilidad en las deformaciones involucradas por cada uno de estas pruebas, hace que las correlaciones así establecidas deban ser utilizadas con precaución y por sobre todas las cosas con criterio profesional.

Los métodos indirectos se utilizan predominantemente en gravas y arenas. Se sustentan en la relación existente entre el módulo máximo y la densidad relativa en suelos granulares. De esta manera, a partir de la ecuación 2.15 (Seed e Idriss, 1970), la relación entre la velocidad de propagación de ondas o el módulo máximo y el número de golpes del ensayo SPT, puede ser derivada. En la ecuación de Seed e Idriss, G_{max} es función del parámetro K_{2max} . Este, en arenas, es fundamentalmente dependiente de la densidad relativa (Dr), variable que a su vez se encuentra relacionada con el número de golpes del SPT (N_{60}). Por lo tanto, puede establecerse una relación entre el módulo máximo y el número de golpes de la forma:

$$G_{\max} = Ci \cdot N_{60}^{\theta} \quad (\text{Ec. 2.38})$$

en la que Ci y θ son constantes propias para cada suelo.

De la discusión previa, se desprende que esta relación es válida únicamente para suelos granulares no cementados. Sykora y Koester (1988) estudiaron la relación 2.38 y concluyeron que el uso de N_{60} (corregido por energía solamente) mejora notablemente

la calidad de la correlación respecto de NI_{60} (normalizado respecto a la energía y presión de tapada). En la Figura 2.46 se presentan diferentes correlaciones presentadas en la literatura recopiladas por Sykora y Koester (1988).

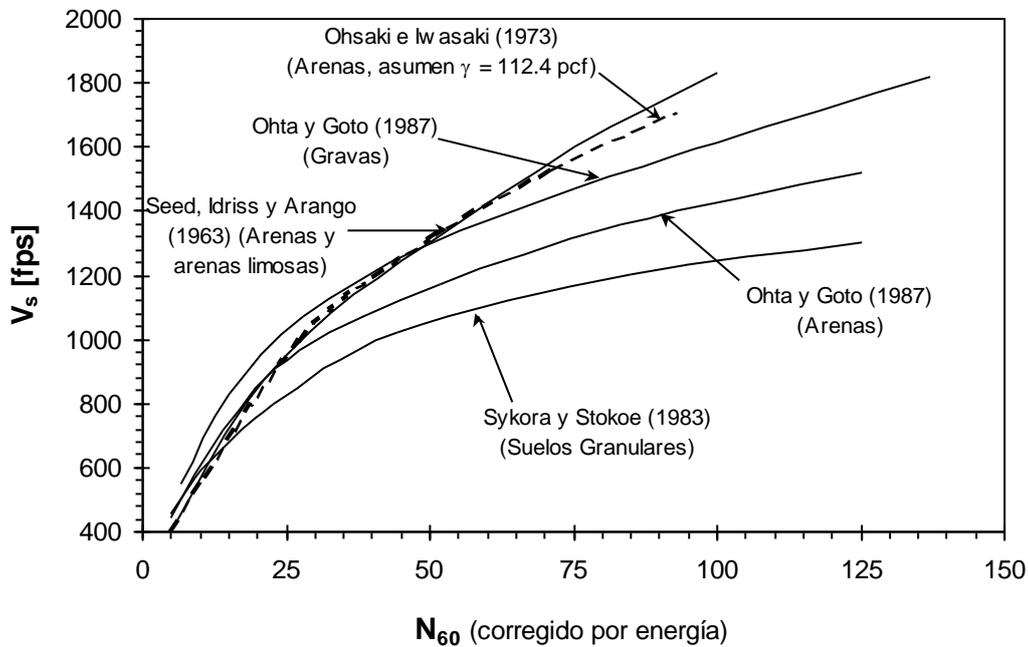


Figura 2.46: Correlaciones entre velocidad de ondas de corte (V_s) y número de golpes del ensayo SPT (N_{60}) propuestas por diferentes autores en suelos granulares (Sykora y Koester, 1988).

Estas relaciones, inicialmente propuestas para suelos granulares, fueron también extendidas a limos y arcillas. Sin embargo en estos tipos de suelos, los efectos locales son importantes por lo que su utilización no resulta recomendable.

Andrus y Stokoe (2000), mostraron que la correlación entre NI_{60} (número de golpes normalizado respecto a la presión de tapada) y la velocidad de ondas de corte mejora, cuando se normaliza a la velocidad de ondas respecto a la presión de tapada de la siguiente manera:

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_v} \right)^{0.25} \tag{Ec. 2.39}$$



en la que σ_r es una presión de referencia (generalmente igual a 1 atmósfera) y σ_v es la presión vertical (presión de tapada).

Olsen (1988), presentó una carta para la determinación del módulo máximo (G_{max}) en diferentes tipos de suelos a partir de mediciones de resistencia de punta y friccional en un ensayo de CPT. La carta propuesta por Olsen (1988) se ilustra en la Figura 2.47.

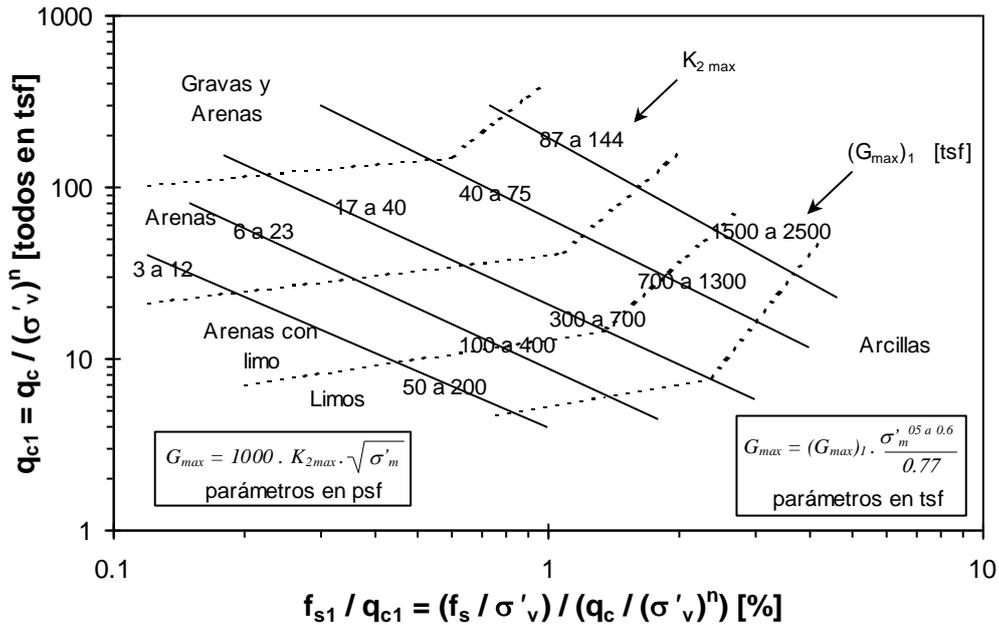


Figura 2.47: Carta para determinar el módulo de corte máximo (G_{max}) a partir de un ensayo de CPT. El exponente n varía entre 0.56 y 1(Olsen, 1988).

En la carta de Olsen (1988), $(G_{max})_1$ es el módulo de corte máximo correspondiente a una presión vertical de una atmósfera, q_{c1} es la resistencia de punta del ensayo CPT normalizada respecto de la presión vertical y f_{s1} es la resistencia friccional normalizada respecto de la presión vertical.

Rinaldi y Redolfi (1996), propusieron correlaciones de este tipo en suelos loésicos no saturados de la provincia de Córdoba. De la comparación de ensayos Downhole con SPT y CPT, estos autores arribaron a las siguientes expresiones:

$$V_s = 181 \cdot N_{60}^{0.234} \tag{Ec. 2.40}$$

$$V_s = 102 \cdot q_c^{0.281} \quad (\text{Ec. 2.41})$$

siendo q_c la resistencia a la penetración de punta del ensayo de CPT expresada en kg/cm^2 , N_{60} el número de golpes del ensayo SPT, y V_s la velocidad de propagación de ondas de corte expresada en m/seg.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 3

**SUELOS COLAPSABLES Y
COMPACTADOS; ESTADO
DEL CONOCIMIENTO**

CAPÍTULO 3

SUELOS COLAPSABLES Y COMPACTADOS; REVISIÓN

3.1 INTRODUCCIÓN

No todos los suelos se adaptan a los principios de la geotecnia clásica. Un ejemplo son los suelos conocidos como estructuralmente inestables. Estos se caracterizan por verse afectados por fenómenos tales como el colapso de su estructura intergranular, licuación, expansión, contracción y erosión. Un tipo particular de suelos estructuralmente inestables son los suelos colapsables. Una de las formaciones de suelos colapsables más abundante de la superficie continental terrestre es la formación loésica. A su vez, el depósito loésico argentino es uno de los de mayores dimensiones en el hemisferio sur. Este suelo se caracteriza por las grandes variaciones de volumen que es capaz de sufrir cuando es humedecido o cargado. Este inconveniente hace que en ocasiones se busque mejorar su comportamiento por medio de compactación. Debido a su abundancia, el loess es comúnmente utilizado como suelo de fundación y por lo tanto el conocimiento de las propiedades del mismo tanto en estado natural como compactado son de fundamental importancia.

En este capítulo se presenta una breve reseña sobre el origen, distribución y estructura de los suelos loésicos. Una descripción más exhaustiva puede encontrarse en Rocca (1985), Redolfi (1990) y Rinaldi (1994). Adicionalmente, se presenta una revisión de las principales características de los suelos compactados, haciendo alusión al caso particular del loess.

3.2 SUELOS COLAPSABLES

Los suelos colapsables se caracterizan por poseer un comportamiento dependiente no solo del estado de carga y las tensiones efectivas, sino también del contenido de

humedad y de la interacción físico química entre el fluido de los poros y las partículas de la fracción fina. Dada esta característica, pueden enmarcarse dentro de la clasificación de suelos estructuralmente inestables propuesta por Aitchinson (1973). La misma se presenta en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Clasificación de los suelos estructuralmente inestables según Aitchinson (1973).

SUELO	DESCRIPCIÓN
ARENAS	<ol style="list-style-type: none"> 1. Arenas sueltas, saturadas, sin cementar (susceptibles al colapso bajo la acción de cargas dinámicas). 2. Suelos arenosos residuales, sin saturar con alta relación de vacíos y reducida cohesión remanente (luego de intensa lixiviación de la roca madre, seguida de desecación) (susceptibles al colapso al humedecerse y soportar cargas). 3. Arenas eólicas con alta relación de vacíos, sin saturar, ligeramente cementadas por deposiciones entre partícula y partícula, de origen pedogénico (susceptibles al colapso al humedecerse o al humedecerse y soportar cargas). 4. Arenas con alta relación de vacíos de cementaciones solubles en agua (generalmente calcárea) (susceptibles al colapso luego de lixiviación). 5. Suelos arenosos con alta relación de vacíos, sin saturar, con uniones intergranulares de arcillas potencialmente dispersivas (generalmente sódicas) (susceptibles al colapso, licuación y erosión interna al ser percoladas por un electrolito dispersivo).
LIMOS Y LOESS	<ol style="list-style-type: none"> 6. Limos saturados (susceptibles al hinchamiento por congelación). 7. Loess, pobremente cementado, sin saturar (susceptibles al colapso al humedecerse y/o soporta cargas). 8. Aglomeraciones arcillosas del tamaño de los limos de origen eólico y sin saturar (susceptibles de expandirse al humedecerse y de colapsar al humedecerse y soporta cargas).
ARCILLAS	<ol style="list-style-type: none"> 9. Arcillas densas altamente reactivas (susceptibles de expandir al humedecerse o de contracción al secarse). 10. Arcillas mal compactadas con alta dispersividad potencial (generalmente debido a las altas proporciones de sodio en el complejo de iones de intercambio) (susceptibles de erosión interna tubificada cuando son permeadas por un electrolito dispersivo). 11. Arcillas sensitivas, blandas saturadas (susceptibles de licuar inmediatamente después del inicio de fallas localizadas).

Uno de los principales fenómenos que afectan a los suelos colapsables es el colapso de su estructura intergranular. Reginatto (1976), definió al colapso como una reducción

brusca de volumen de una masa de suelo que se manifiesta en asentamientos de magnitud apreciable. Esta reducción de volumen se debe generalmente a una rotura de los vínculos intergranulares y a un posterior reacomodamiento de las partículas. La rotura de los vínculos se produce en general por un aumento del contenido de humedad o de la carga externa. El fenómeno de colapso, es aparentemente una contradicción al principio de tensiones efectivas, ya que el humedecimiento del suelo debería producir un aumento de la presión de poros con el consecuente decrecimiento de las presiones efectivas y el hinchamiento del suelo. Sin embargo, análisis más detallados del proceso, indican que el colapso es consecuencia de la falla local entre granos. El mismo se produce cuando las tensiones de contacto entre las partículas de suelo excede la resistencia del agente de unión, sea este un menisco o un cementante. Esto puede producirse por dos motivos diferentes: por un aumento en la carga externa o por un decrecimiento en la resistencia del vínculo, por ejemplo, como consecuencia de un aumento en el contenido de humedad.

Se han propuesto una gran cantidad de métodos para determinar la susceptibilidad al colapso de los suelos. Algunos se basan en regresiones empíricas, otros en propiedades de los suelos como la densidad o los límites de Atterberg y otros que requieren de métodos de ensayo más complejos. Rocca (1985) y Redolfi (1990) presentan una recopilación y descripción exhaustiva de los mismos.

3.2.1 El Loess

No existe una definición universal de loess, entre los autores que han intentado definirlo se destacan Russell (1944), Terzaghi (1943), Flint (1957), Smalley y Vita - Finzi (1968) y Lysenko (1973). Rocca (1985), recopiló las definiciones propuestas por dichos autores.

El loess es un suelo de origen eólico capaz de sufrir grandes variaciones volumétricas cuando es sometido a carga o humedecimiento, motivo por el cual es clasificado como colapsable dentro de los suelos estructuralmente inestables (Aitchinson, 1973). Las principales características del loess son: coloración marrón amarillenta, gran estabilidad en estado natural permitiendo la ejecución de taludes casi verticales, colapso cuando es

humedecido, alta permeabilidad, mayor permeabilidad vertical que horizontal, baja densidad, alta porosidad y gran susceptibilidad a la erosión superficial e interna.

Gran parte del territorio argentino está ocupado por limos colapsables, los cuales, de acuerdo a la justificación de Rocca y Tanco (1988), encuadran en la definición de loess. Para ello, Rocca y Tanco (1988) se basaron en comparaciones mineralógicas y en el origen mismo de la palabra loess, vocablo que expresa la idea de un suelo suelto, y que primeramente fuera atribuido a depósitos a orillas del río Rhin. Posteriormente, el término se extendió para designar estructuras similares observadas en otros lugares, sin considerarse la composición mineralógica.

La idea de una estructura suelta y débil, es desde el punto de vista ingenieril la característica más distintiva del loess. Macroscópicamente, se trata de un material considerablemente más uniforme que las arcillas y arenas. La mayoría de las veces se puede observar que estos depósitos poseen características homogéneas aunque a veces, debido a la acción del agua durante su deposición, presentan estratificaciones, las cuales no son continuas ni horizontales.

3.2.1.1 Distribución

La formación loéssica es una de las que ocupa mayor extensión sobre la superficie terrestre, ocupando una área de 13.000.000 km², lo que representa un 10% de la superficie de todos los continentes. En la Figura 3.1 se presenta la distribución de los depósitos loéssicos en el mundo según Taylor (1983). A su vez, el depósito loéssico argentino es el de mayores dimensiones en todo el hemisferio sur, con espesores que varían entre 20 y 60 metros (Teruggi, 1957). En Argentina, los depósitos loéssicos ocupan una vasta zona de lo que se conoce como La Pampa. El origen de los mismos se atribuye a materiales provenientes de los Andes patagónicos, transportados y depositados por el viento. Las propiedades más relevantes del loess argentino han sido revisadas por Moll y Rocca (1991), Rinaldi (1994) y Rinaldi et al. (1998). En las Figuras 3.2 y 3.3 se presenta la distribución del loess en el territorio argentino y en la Provincia de Córdoba respectivamente.

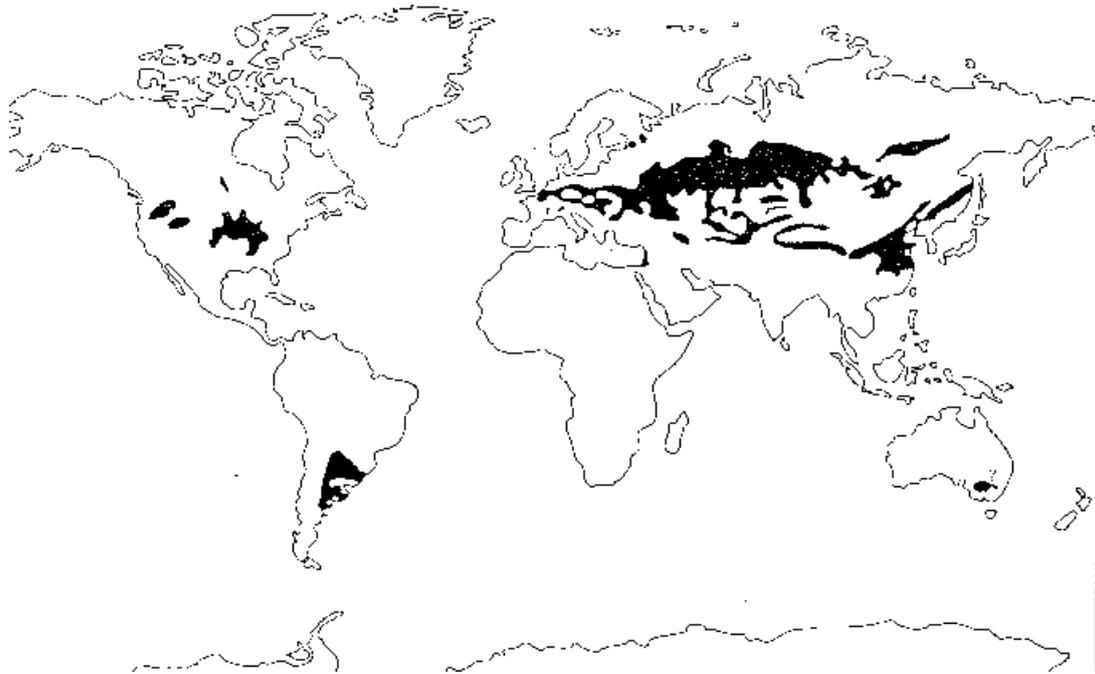


Figura 3.1: Distribución de los depósitos de loess en el mundo según Taylor (1983).



Figura 3.2: Distribución en Argentina de los suelos loésicos según Moll y Rocca (1991).



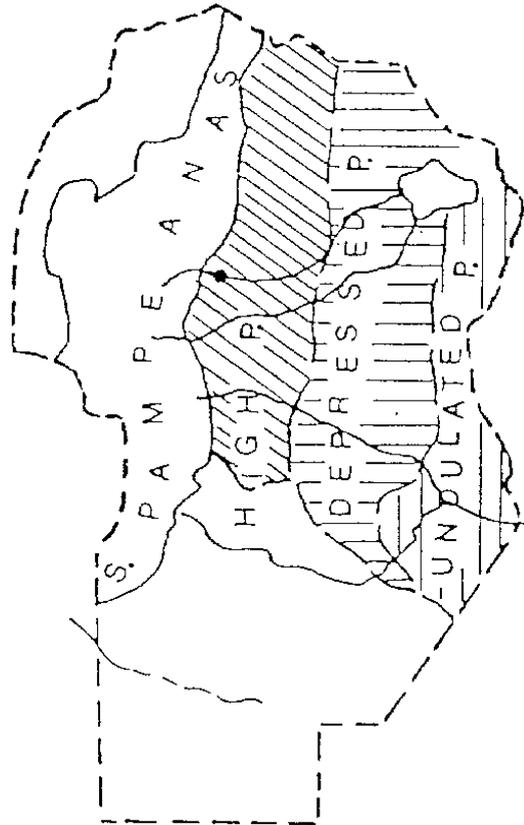


Figura 3.3: Distribución de los suelos loésicos en la Provincia de Córdoba según Moll y Rocca (1991).

3.2.1.2 Composición y Estructura

Al tratarse de un suelo de origen eólico, el mismo se caracteriza por presentar una estructura abierta, con densidades secas que varían entre 1.2 y 1.4 gr/cm³ en su estado natural. Las propiedades ingenieriles del loess argentino y sus diferencias con las de otros loess han sido estudiadas por Rocca (1985).

Granulométricamente, el loess está compuesto por entre un 5 y un 15 % de arena, entre un 40 y un 60 % de limo y entre un 20 y un 35 % de arcilla. La composición mineralógica de la arena y el limo está dada principalmente por vidrio volcánico, cuarzo y feldespato, mientras que en el caso de la fracción arcillosa los principales minerales componentes son la illita y la montmorillonita. Generalmente se encuentran también carbonatos de calcio en proporciones que varían entre el 5 y el 10 %, estos se presentan en forma de nódulos o precipitados en los puntos de contacto entre partículas. También

se observa la presencia de sales solubles de calcio y sodio en porcentajes inferiores al 1.2 %. La principal diferencia entre el loess de argentina y el del resto del mundo, es que en el primero, el principal componente de las fracciones de arena y limo es el vidrio volcánico (Teruggi, 1957 y Moll y Rocca, 1991). Cuando existe la presencia de yeso y óxidos de hierro, el suelo se comporta en forma estable incluso ante la presencia de agua.

El loess es de naturaleza alcalina con valores de PH que superan el valor de 8. Se trata de un suelo de baja plasticidad, con un índice de plasticidad que varía entre 2 y 12 %. Los contenidos de humedad natural oscilan entre 10 y 18 %.

Los mecanismos que provocan el colapso de la estructura del suelo han sido estudiados por Rocca (1985), Redolfi (1990) y Rinaldi et al. (1998). En general, puede considerarse que el colapso en el loess es consecuencia de la rotura de los puentes de arcilla y por lo tanto el acomodamiento de las partículas de limo y arcilla en un estado más denso. El debilitamiento de los contactos puede producirse por el efecto combinado de la hidratación de las dobles capas que rodean a las partículas de arcilla, lo que genera la desaparición de las fuerzas de succión, la disolución de las sales de sodio, calcio y probablemente de los carbonatos de calcio con aguas ácidas y la interacción entre las dobles capas de partículas adyacentes. Consecuentemente, las variables fundamentales que afectan al colapso en el loess son el estado tensional, relación de vacíos inicial, contenido de humedad inicial, cantidad de sales solubles y composición del líquido saturante.

Cuando el loess es permeado con agua, antes de que se alcance la saturación, las sales solubles y las partículas de arcilla se hidratan, lo que genera el debilitamiento de los contactos. En estas condiciones la carga aplicada resulta suficiente para producir el colapso de la estructura que rodea a los macroporos. No ocurre lo mismo con los microporos, ya que para cerrar a los mismos se necesitan mayores niveles tensionales. Rinaldi et al. (1998), presentaron un análisis de la evolución de las fuerzas generadas entre las partículas durante el humedecimiento y colapso de la estructura del loess. La influencia relativa de los macro y microporos en las características deformacionales de los suelos es tratada por Luttenegger y Saber (1987) y en Amirsoleymani (1994).

La Figura 3.4 muestra una fotografía de la estructura del loess alrededor de un macroporo obtenida con un microscopio de barrido electrónico. En la Figura 3.5, se muestra una ampliación de dicha imagen. En dichas figuras se puede apreciar la presencia de minerales de arcilla adheridos a la superficie de las partículas de limo y arcilla. Los minerales de arcilla, especialmente la montmorillonita, probablemente se hayan formado posteriormente a la deposición del material, como consecuencia del intemperismo sufrido por los minerales de vidrio volcánico y plagioclasa. En estas imágenes no puede corroborarse en forma clara la existencia de puentes de arcilla entre las partículas de mayor tamaño, como se observa en otros depósitos de loess (ej. Kie, 1988). En cambio, las partículas de limo y arena aparentemente se acomodan alrededor del macroporo de una manera desordenada. A su vez, en los puntos de contacto entre granos pueden apreciarse minerales de arcilla y otros agentes cementantes de la misma forma observado por Guorui (2002). Rocca (1985) presentó una serie de fotografías obtenidas con el microscopio de barrido electrónico en loess de diferentes orígenes.

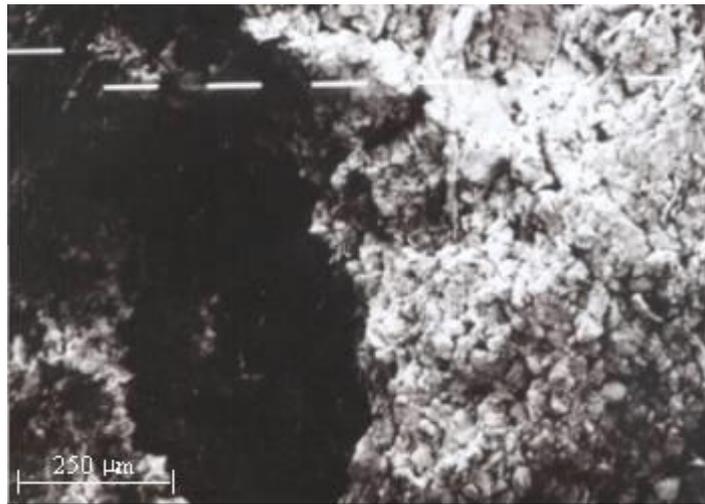


Figura 3.4: Fotografía de un macroporo en la estructura del loess obtenida con microscopio de barrido electrónico (Magnificación x 80) (modificada de Rinaldi, 1994).

En la Figura 3.6 se presenta una interpretación de la estructura del loess argentino, la cual se deduce de la observada en las Figuras 3.4 y 3.5. Esta estructura se asemeja al modelo sugerido por Guorui (1981).

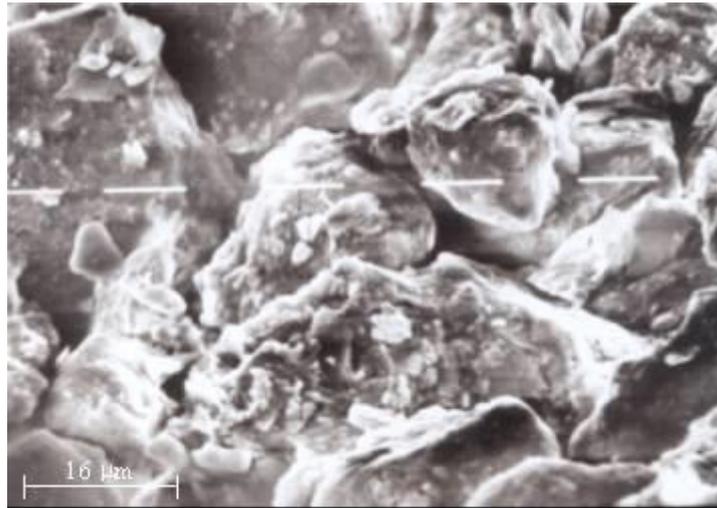


Figura 3.5: Fotografía de las partículas de limo y arcilla del loess obtenida con microscopio de barrido electrónico (Magnificación x 1250) (modificada de Rinaldi, 1994).

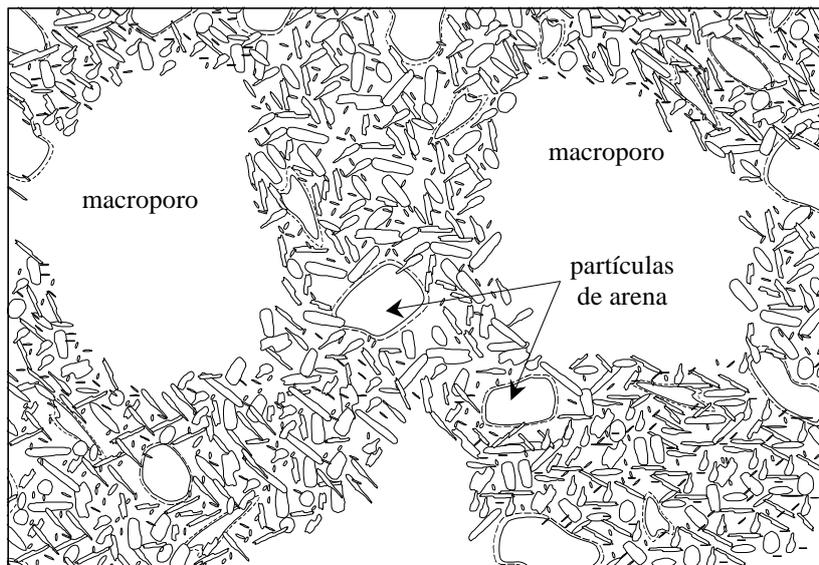


Figura 3.6: Fábrica del loess argentino a partir de las fotografías del microscopio electrónico.

3.3 SUELOS COMPACTADOS

El comportamiento tensión deformación de los suelos compactados ha sido extensamente estudiado (Seed et al., 1960; Mitchell et al., 1965; Barden y Sides, 1970; Marsal, 1979; Hilf, 1991; Sivakumar y Wheeler, 2000). En el caso de los suelos

arcillosos, se ha observado que estos desarrollan diferentes estructuras y fábricas al variar la humedad y el método de compactación (por amasado, estática o dinámica). En general, las muestras compactadas en la rama seca de la curva de compactación presentan una estructura de tipo floculada con las partículas de arcilla orientadas en forma aleatoria o bien formando agregados que se comportan como una gran partícula. Al compactar con humedades correspondientes a la rama húmeda, se genera una estructura más dispersa, en la que las partículas de arcilla muestran una orientación definida. Los suelos con estructura floculada resultan más rígidos, menos compresibles, más permeables, con mayor resistencia al corte en carga no drenada y con un potencial de expansividad y colapso más elevado que los suelos de estructura dispersa. No se ha observado influencia de la estructura de los suelos compactados en los parámetros de resistencia al corte drenados. La expansión o el colapso de los suelos compactados en la rama seca está controlado por el contenido de arcilla y la presión de confinamiento. A altas presiones de confinamiento, predomina la tendencia al colapso incluso en arcillas (Barden y Sides, 1970). Los suelos compactados muestran también variación de sus características resistentes con el tiempo. La resistencia a la compresión simple de las arcillas compactadas aumenta con el tiempo, siendo este efecto más notorio en las muestras compactadas en la rama húmeda (Mendoza y Nader, 1979). Las principales propiedades mecánicas de los suelos compactados se resumen en la Tabla 3.2.

Estos comportamientos son extensibles a suelos tipo limos arcillosos (ver por ejemplo Brooks y Shakoor, 2002). Delage et al. (1996), observaron que en limos arcillosos compactados en la rama húmeda de la curva de compactación, las partículas de limo forman la matriz estructural, mientras que las partículas de arcilla aparecen llenando los vacíos y adheridas a las de limo. En la rama seca, la fracción arcillosa aparece formando puentes de gran rigidez, los cuales vinculan a las partículas de arena y limo entre sí. Marsal (1979), diferenció la contribución de las fracciones finas y granulares en los suelos compactados. Este autor observó que la fracción fina (pasante Tamiz IRAM N° 200) es la parte activa del suelo, mientras que la fracción gruesa actúa como un material inerte. La fracción fina es la principal reguladora de las propiedades mecánicas del suelo, sin embargo, la actividad de la arcilla se ve notoriamente reducida si el contenido de limo es elevado.

Diversos autores han focalizado su atención en el comportamiento del loess compactado. Bowders et al. (2000), mostraron que la resistencia al corte del loess compactado en la rama húmeda resulta independiente del esfuerzo de compactación, mientras que en el loess compactado en la rama seca esto no es así. Walsh (1997), analizó el efecto del remoldeo en la resistencia al corte de suelos colapsables y lo comparó con el de la saturación. Dicho autor notó que en promedio, la cohesión en estado inalterado se reduce un 50 % al producir el remoldeo y un 90% al saturar. Aliyev y Veliyev (2001) observaron la respuesta al creep de muestras de loess compactado, concluyendo que las deformaciones por esta causa se minimizan cuando se compacta en el óptimo de la curva de compactación.

En la literatura pueden encontrarse algunos intentos de explicar el comportamiento de la velocidad de propagación de ondas y el módulo máximo de los suelos compactados (Vinale et al., 1999; Yesiller et al., 2000). Yesiller et al. (2000) midieron velocidades de ondas P en muestras de suelos arcillosos compactados. Estos autores observaron que la velocidad de ondas crece con el esfuerzo de compactación y decrece con el índice de plasticidad y el contenido de arcilla. A su vez notaron que la variación de la velocidad de ondas con la humedad de compactación es semejante a la variación de la densidad seca con la humedad de compactación para una energía específica de compactación. Fleureau et al. (2002), realizaron mediciones del módulo máximo en muestras secas y húmedas de una arena limosa compactada por medio de ensayos de columna resonante y triaxial de alta precisión. Estos autores notaron que las muestra compactadas con la humedad óptima desarrollan los máximos valores del módulo máximo. Vinale et al. (1999) hicieron observaciones similares. Kim y Park (1999) y Kim et al. (2001), mostraron el efecto de la densidad seca de compactación en la velocidad de propagación de ondas de suelos no plásticos. Basados en este efecto, desarrollaron un método expeditivo para la evaluación de la densidad in situ por medio de la medición de la velocidad de ondas a través del método de SASW. Shibuya (2000), mostró que la velocidad de onda de arcillas remoldeadas se incrementa con el tiempo.

Tabla 3.2: Influencia de la humedad, método, energía de compactación y del tiempo en las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

	Referencia	Estructura	Resistencia al Corte	Permeabilidad	Compresibilidad	Creep
Humedad de Compactación	Rama Seca	Floculada	Alta	Alta	Baja	-
	Óptimo	Floculada	Máxima	Mínima	Mínima	Mínimo
	Rama Húmeda	Dispersa	Baja	Baja	Alta	-
Método de Compactación	Amasado	Dispersa	Baja	Baja	Alta	-
	Estática	Floculada	Alta	Alta	Baja	-
Energía de Compactación		No tiene efecto	Crece con la energía	Decrece al aumentar la energía	Decrece al aumentar la energía	Decrece al aumentar la energía
Efectos del Tiempo		Tiende a flocular con el tiempo	Crece con el tiempo	Crece con el tiempo	Decrece con el tiempo	-

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 4

**DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y
ENSAYOS UTILIZADOS**

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y ENSAYOS UTILIZADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

En la primera parte de este Capítulo se describen la procedencia y principales propiedades ingenieriles del loess que ha sido utilizado en el presente trabajo. En la segunda parte, se hace una descripción de los tres equipos principales empleados para la medición de módulos elásticos, a saber: celda edométrica y celda isotrópica modificadas mediante la introducción de cristales piezocerámicos en los cabezales superior e inferior y columna resonante. Se describen por un lado, los equipos junto con los dispositivos necesarios para su utilización, y por otro, las técnicas de adquisición y reducción de datos utilizadas para la determinación de la velocidad de propagación de ondas mecánicas y del módulo de deformación del loess ensayado. Conjuntamente con las técnicas de ensayo de la columna resonante se detalla el procedimiento de calibración de la misma, analizando la influencia de considerar el amortiguamiento de las barras de calibración en el resultado. Se realiza por último, un análisis de la precisión con que se miden los módulos en la columna resonante y cuáles son las variables que mayor influencia tienen en la misma.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL SUELO UTILIZADO EN EL PRESENTE TRABAJO

Para la ejecución de los ensayos descritos en este trabajo se extrajeron cinco panes de suelo de forma aproximadamente cúbica de los campos de Ciudad Universitaria ubicados frente a la Facultad de Ingeniería. Los panes fueron extraídos de una profundidad de 60 cm y de un peso aproximado de 50 kg. Estos fueron llevados al Laboratorio de Geotecnia donde fueron almacenados en doble bolsa de polietileno y dentro de una cámara húmeda hasta ser ensayados.

Con el objetivo de caracterizar el material utilizado, se llevaron a cabo ensayos de determinación de Gravedad Específica, Límite Líquido, Límite Plástico, Índice de Plasticidad y Granulometría. La distribución granulométrica se obtuvo a través de tamizado por vía húmeda para la fracción retenida por el tamiz IRAM N° 200 (75 μm) y por medio de un ensayo de hidrómetro para la fracción inferior a dicho tamiz. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Parámetros físicos más significativos del loess utilizado en el presente trabajo.

W_P	W_L	IP	G_s	% < 250 μm	% < 75 μm	% < 6 μm
21.8	25.2	3.4	2.69	100	98	29.1

Referencias: W_P : Límite Plástico, W_L : Límite Líquido, IP : Índice de Plasticidad, G_s : Gravedad Específica, % < 250 μm : porcentaje de partículas inferiores a 250 μm , % < 75 μm : porcentaje de partículas inferiores a 75 μm , % < 6 μm : porcentaje de partículas inferiores a 6 μm .

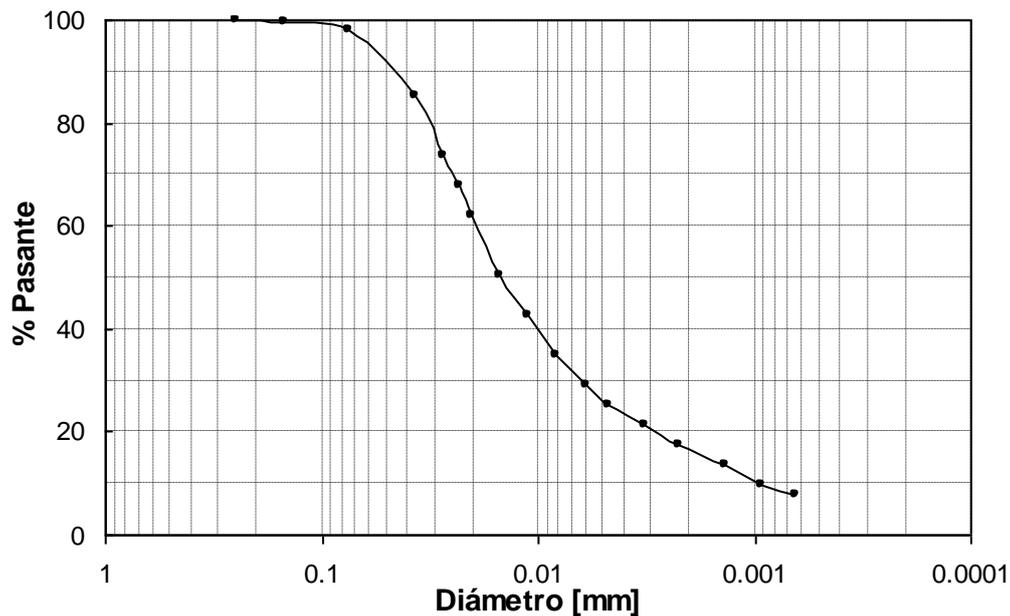


Figura 4.1: Curva de distribución granulométrica del loess utilizado.

En la Figura 4.1 se muestra la curva de distribución granulométrica del suelo. En la misma puede observarse que se trata de un suelo bien graduado con un coeficiente de uniformidad $c_u = 21$ y un coeficiente de curvatura de $c_c = 2.1$. Con los datos obtenidos

se pudo clasificar al suelo utilizado dentro del grupo ML de la Clasificación Unificada, correspondiente a Limos de Baja Plasticidad.

4.3 ENSAYOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD

Básicamente, en este trabajo el módulo de elasticidad del loess fue determinado a bajas deformaciones indirectamente a través de la medición de velocidad de propagación de ondas y a niveles de deformación que variaron de pequeños a medios mediante ensayos de columna resonante y corte torsional cuasiestático cíclico.

4.3.1 Velocidad de Propagación de Ondas con Piezocristales

La medición de la velocidad de propagación de ondas de compresión (P) y de corte (S) en el laboratorio se realizó en una celda isotrópica y en un edómetro modificados. Las ondas de corte y de compresión fueron emitidas y recibidas por cristales piezocerámicos (bender elements) colocados en el centro de piedras porosas adosadas a los cabezales superior e inferior tanto en el edómetro como en la celda isotrópica. Estos piezocristales, cuya utilización ha crecido significativamente en las últimas décadas, pueden utilizarse tanto para generar como para capturar perturbaciones mecánicas. El nivel de deformación generado en el suelo mediante estos elementos, es del orden de 10^{-5} o inferior, por lo que el módulo medido resulta igual al módulo máximo (G_{max}).

En las Figuras 4.2 y 4.3 pueden apreciarse esquemas de la celda isotrópica y del edómetro modificado junto con los demás dispositivos utilizados para la realización de los ensayos.



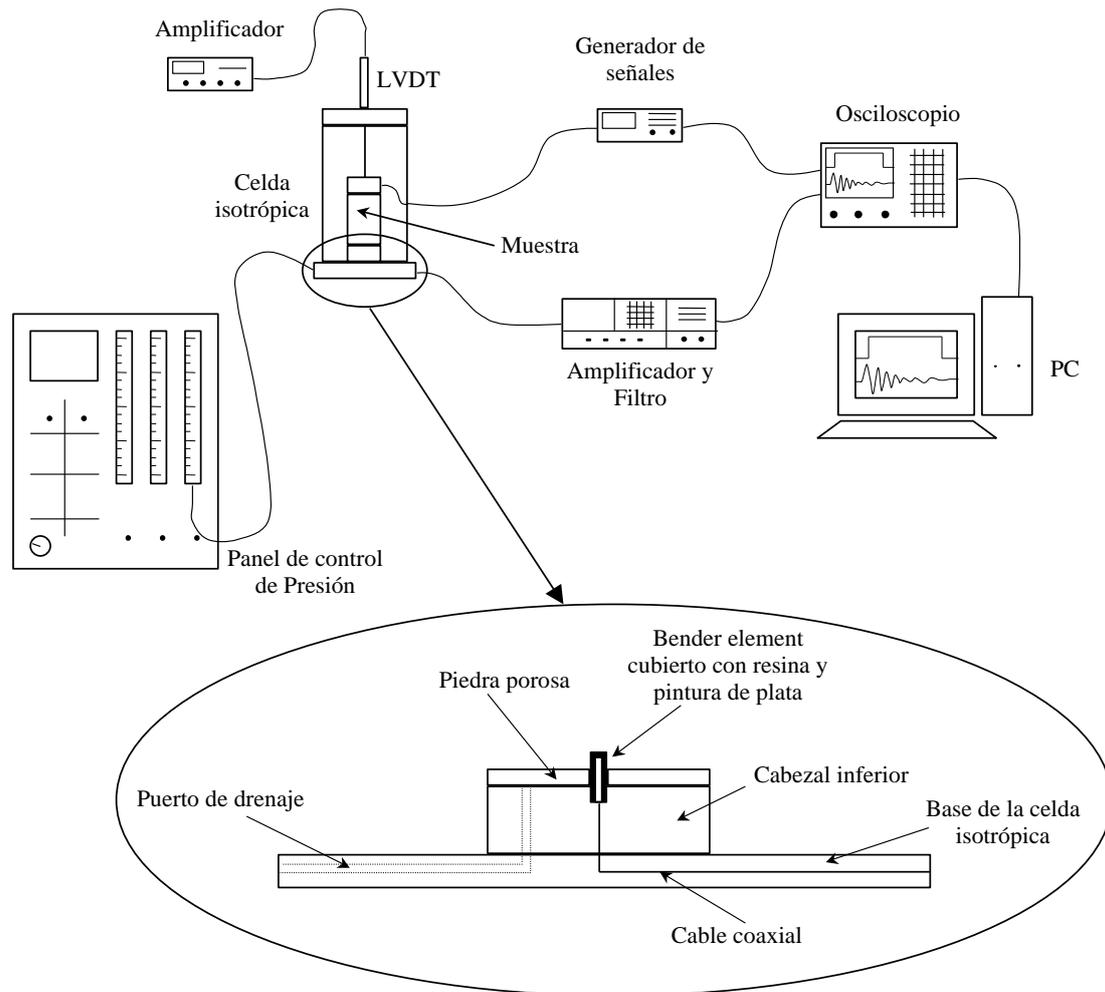


Figura 4.2: Equipo utilizado para la medición de velocidad de propagación de ondas en muestras de suelo en la celda isotrópica.

Como señal excitatriz se utilizó en ambos casos (edómetro y celda isotrópica) un pulso cuadrado de 10 Voltios de amplitud (entre picos) y con una frecuencia de 15 Hz. Esta señal fue emitida por un generador de funciones Stanford Research Systems Modelo DS345, el cual se conectó al bender element alojado en la piedra porosa del cabezal superior y a un osciloscopio Hewlett Packard 54616B. La perturbación producida por el emisor se propagaba a lo largo de toda la muestra y era recibida por el piezocristal alojado en la piedra porosa fija al cabezal inferior. El bender element receptor se conectó a un amplificador Stanford Research Systems Modelo SR560 en el cual se acondiciona la señal mediante filtros Pasa Alto y Pasa Bajo de tipo analógicos y se la amplifica para enviarla al osciloscopio. En el osciloscopio se registraron la señal emitida y la recibida con una definición de 1024 puntos. A su vez las señales capturadas

por el osciloscopio eran enviadas a una PC a través de un software desarrollado a tal fin (Cáceres, 1997), en donde fueron guardadas y procesadas. Todas las conexiones entre los bender elements y los demás equipos se realizaron con cables coaxiales de alta calidad. Una descripción más detallada de las conexiones y armado de la celda isotrópica puede encontrarse en Agarwal e Ishibashi (1991), Baldwin et al. (1991), Viggiani y Atkinson (1995) y Brocanelli y Rinaldi (1999). El diseño de los bender elements utilizados es semejante al propuesto por Divik y Madshus (1985), con la única diferencia que se cubrió a los mismos, primero con una resina epoxi y luego con una capa de pintura de plata de la manera propuesta por Brocanelli y Rinaldi (1999), con la cual se minimizó la generación de inducciones electromagnéticas.

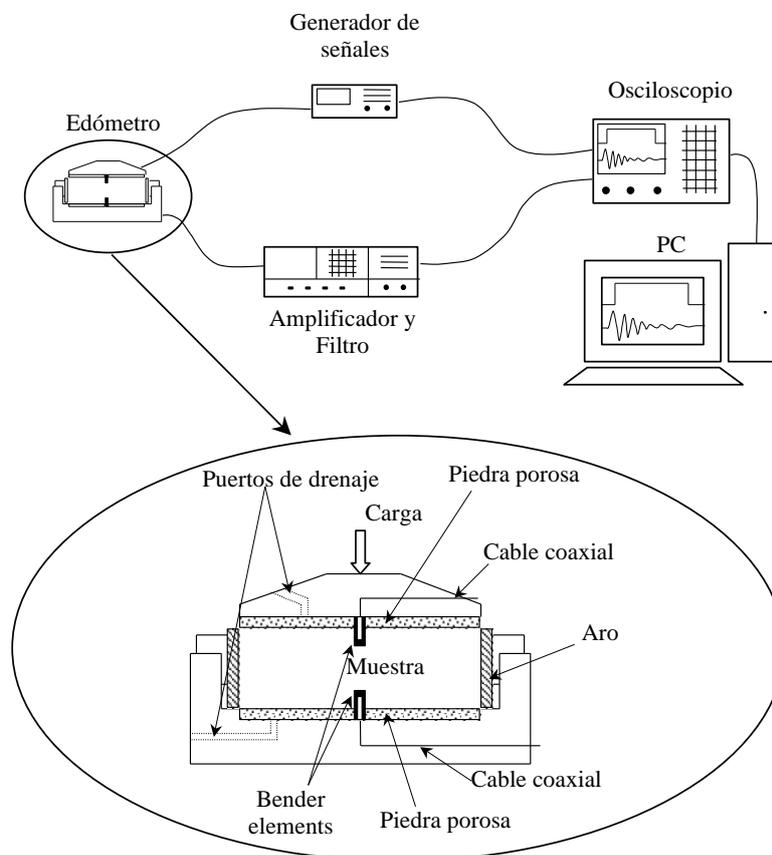


Figura 4.3: Equipo utilizado para la medición de velocidad de propagación de ondas en el edómetro.

La señal recibida era sometida a promediación (se promediaban 264 señales) antes de ser guardada en la PC. Ambas señales, la emitida y la recibida eran representadas en una escala de tiempo común de manera de poder apreciar la diferencia en tiempo entre el

arribo de la recibida y el inicio de la emitida. Para la identificación de los arribos se siguieron los criterios de Viggiani y Atkinson (1995), Jovicic et al. (1996), Brignoli et al. (1996) y Kawaguchi et al. (2001). Esta diferencia en tiempo, fue corregida por el tiempo necesario para que el pulso recorra la resina epoxi y la pintura de plata que cubren a los bender elements. Dicho tiempo fue de 0.9 μseg en el caso de la celda isotrópica y de 3.0 μseg en el caso del edómetro. Estos valores resultaron prácticamente despreciables comparados con el tiempo requerido por la onda para propagarse a través de las muestras.

La longitud aconsejable de las probetas para la realización de este tipo de ensayos está basada en la relación (Sanches - Salinero et al., 1986):

$$R_d = \frac{d}{\lambda_o} = \frac{d \cdot f_{se}}{V} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

en la que d es la distancia recorrida por la onda, λ_o es la longitud de onda, f_{se} es la frecuencia de la señal emitida y V es la velocidad de propagación de la onda. Este parámetro es el que controla la forma de la señal recibida, verificándose que a medida que R_d crece, se disminuye el efecto de campo cercano (near field) con lo cual se facilita la detección del arribo de la onda principal. Jovicic et al. (1996), demostraron que para valores de R_d del orden de 8, la identificación del arribo en la señal recibida es lo suficientemente clara. Desafortunadamente valores de R_d de esta magnitud, no siempre son posibles de alcanzar, ya que cuando los materiales a ensayar son demasiado rígidos, como es el caso del loess, la frecuencia de excitación necesaria para lograrlo resulta más elevada que la soportable por los bender elements.

4.3.1.1 Medición de las Deformaciones Verticales

En el edómetro, la medición de las deformaciones verticales se llevó a cabo con la ayuda de un flexímetro. Este dispositivo es capaz de tomar lectura de los asentamientos verticales sufridos por la muestra con una precisión de 0.01 mm. Conocido los acortamientos (ΔL) de la muestra, la deformación específica vertical se obtuvo como:



$$\varepsilon_v = \frac{\Delta L}{L}, \quad (\text{Ec. 4.2})$$

en la que L representa a la altura inicial de la muestra.

En el caso de la celda isotrópica, las deformaciones verticales de la muestra (ε_v) fueron medidas con un LVDT (Linear Variable Differential Transformer) colocado en la parte superior de la cámara isotrópica (Figura 4.2). Este transductor se conectó a un amplificador debidamente calibrado, el cual permitía visualizar directamente la lectura de los acortamientos en mm sufridos por la probeta de suelo a lo largo del ensayo con una precisión de 0.001 mm. En el apartado 4.3.2.1.3 se presenta una descripción más detallada del funcionamiento de un transductor de este tipo. La deformación específica vertical (ε_v) se obtuvo por medio de la expresión 4.2.

Si se asume que por tratarse de un estado de confinamiento isotrópico, las deformaciones laterales de la muestra son iguales a la deformación vertical, la deformación volumétrica (ε_{vol}) puede ser calculada como:

$$\varepsilon_{vol} = 3 \cdot \varepsilon_v - 3 \cdot \varepsilon_v^2 + \varepsilon_v^3 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Para deformaciones verticales pequeñas, inferiores al 10 %, los términos de segundo y tercer orden de la ecuación 4.3 pueden despreciarse, con lo que dicha expresión se reduce a:

$$\varepsilon_{vol} = 3 \cdot \varepsilon_v \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Esta última metodología de cálculo de las deformaciones volumétricas puede ser cuestionada si se tiene en cuenta que el loess no es un material isótropo. Sin embargo, el hecho de que las deformaciones longitudinales y radiales no hayan sido exactamente iguales, no invalida los análisis y conclusiones presentados.

4.3.1.2 Determinación de las Velocidades de Ondas S y P

En la celda isotrópica, las muestras fueron sometidas a estados de compresión isotrópica, mientras que en el edómetro, a estados de compresión confinada. En la celda isotrópica la presión de confinamiento se aplicó mediante la introducción de aire a presión en la cámara de confinamiento, la cual era regulada por un panel de control de aire ELE International Tri Flex 2 como se muestra en la Figura 4.2. Para evitar el ingreso de aire a los poros de la probeta, se recubrió a las mismas con una membrana de goma. A su vez la muestra se comunicaba con el exterior a través de los puertos de drenaje de los cabezales superior e inferior, los cuales se mantuvieron abiertos durante las pruebas. En el edómetro, las presiones verticales se aplicaron con los consolidómetros del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C..

En ambos dispositivos, los ensayos se llevaron a cabo mediante la aplicación de saltos de carga sucesivos. Para cada incremento tensional aplicado, tanto en el edómetro como en la celda isotrópica se calculó la velocidad de propagación de ondas correspondiente. Con tal finalidad una vez que las deformaciones se estabilizaban, se esperaba lo suficiente para que el osciloscopio pudiera promediar 264 señales, cosa que para la frecuencia de excitación utilizada (15 Hz) se lograba en menos de 20 segundos y recién en ese momento se bajaba la señal así obtenida junto con la señal excitatriz a la PC. En la señal recibida se identificaban los arribos tanto de las ondas S como de las P. Luego, con la diferencia en tiempo entre la señal emitida y los arribos de las ondas de compresión y de corte de la señal recibida y con el valor de la deformación vertical correspondiente al final del salto de carga, se calculaban las velocidades de propagación de ondas P y S mediante las siguientes expresiones:

$$V_p = \frac{L_o - \Delta L}{\Delta t_p - \Delta t_r}, \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$V_s = \frac{L_o - \Delta L}{\Delta t_s - \Delta t_r}, \quad (\text{Ec. 4.6})$$

en las que V_p y V_s representan a la velocidad de propagación de ondas de compresión (ondas P) y de corte (ondas S) respectivamente, L_o es la distancia entre los extremos del

recubrimiento de los bender elements, ΔL es el acortamiento de la muestra al finalizar el salto de carga, Δt_r la corrección en tiempo por el recubrimiento de los bender elements y Δt_p y Δt_s son los desfases en tiempo entre la salida de la señal excitatriz y el arribo de las ondas P y S respectivamente en el bender element receptor (inferior).

En la Figura 4.4 puede apreciarse como se determinó la distancia L_o utilizada en las ecuaciones 4.5 y 4.6. La longitud de penetración de los bender elements en la muestra de suelo fue de 10 mm en la celda isotrópica y de 14.6 mm en el edómetro.

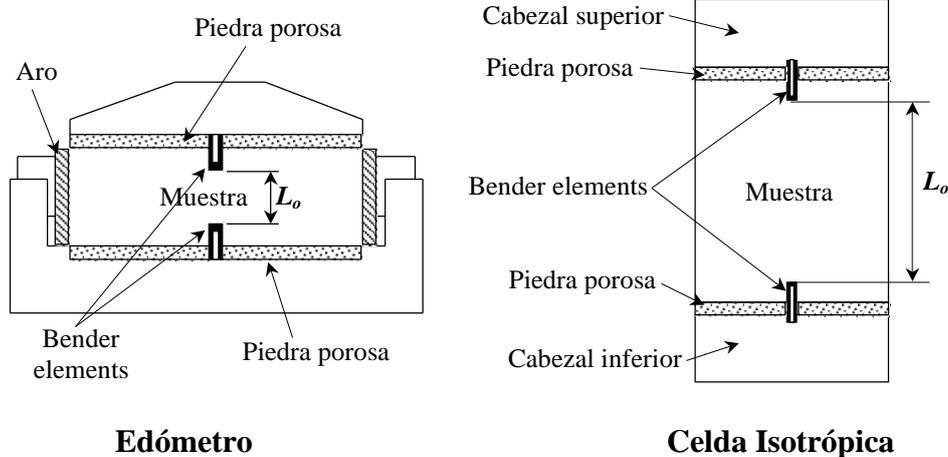


Figura 4.4: Distancia (L_o) recorrida por las ondas en el edómetro y en la celda isotrópica modificadas.

En las Figuras 4.5 y 4.6 se muestra señales típicas de excitación y respuesta obtenidas durante ensayos realizados en la celda isotrópica y en el edómetro respectivamente. En estas mismas figuras se indican los arribos de las ondas S y P. Puede apreciarse que los arribos fueron identificados con el mismo criterio tanto en el edómetro como en la celda isotrópica. Es de destacar la claridad de las señales obtenidas con ambos dispositivos de ensayo, lo cual facilita la correcta interpretación de los mismos. En todas las señales capturadas en las pruebas realizadas, los arribos de las ondas S fueron de fácil identificación. Por el contrario, los arribos de las ondas P no fueron tan claros y en algunos de los casos analizados no fue posible ubicarlos con precisión. Por esta razón, en los casos en que su identificación fue dudosa, no fueron tenidos en cuenta, considerando únicamente los arribos de las ondas de corte.

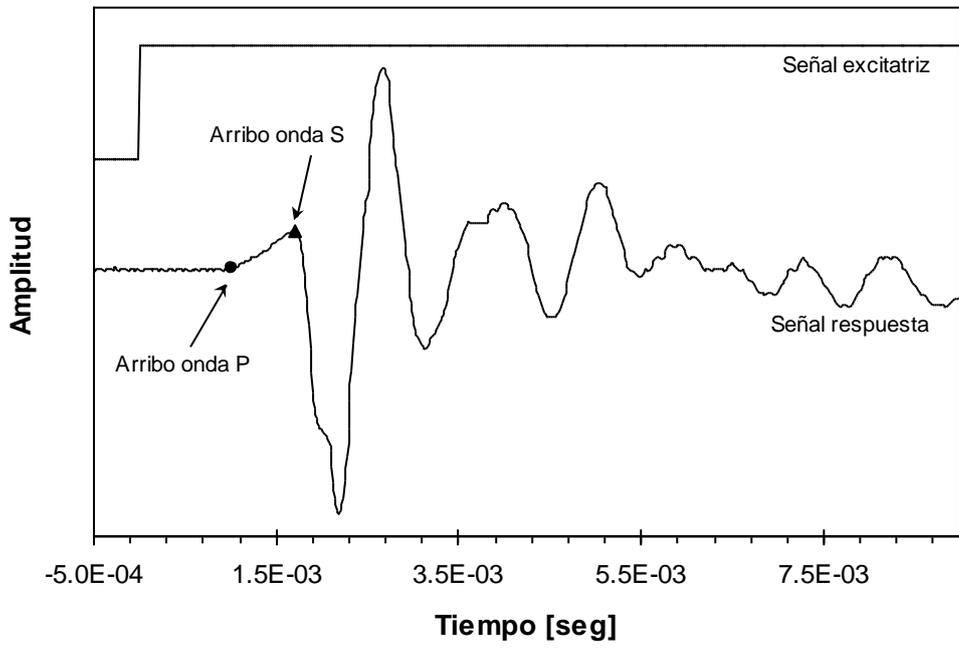


Figura 4.5: Señales de excitación y respuesta obtenidas en un ensayo realizado en la celda isotrópica modificada sobre una muestra de loess compactado.

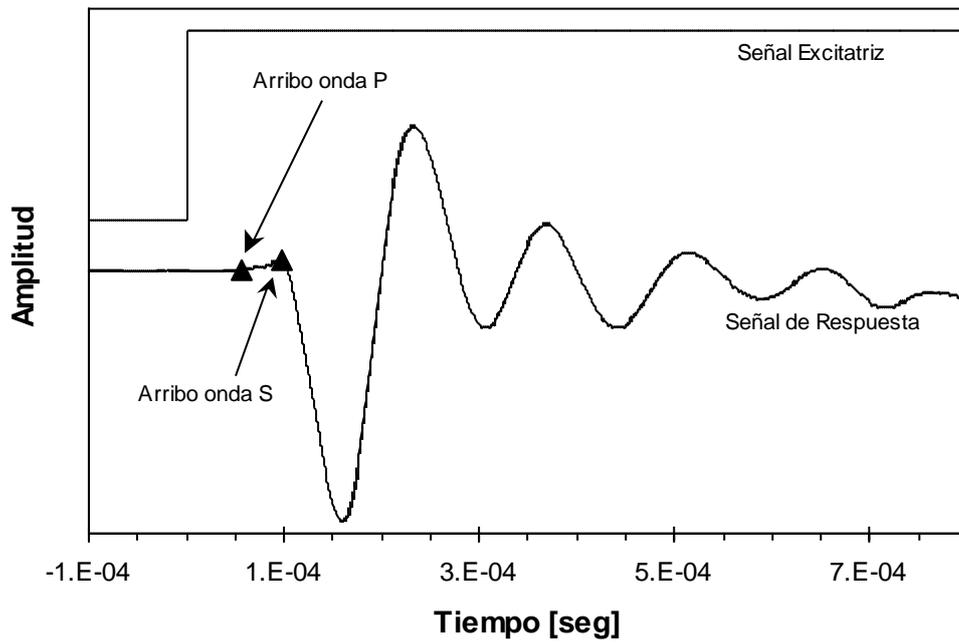


Figura 4.6: Señales de excitación y respuesta obtenidas en una muestra de loess inalterada en el edómetro modificado.

4.3.1.3 Evaluación del Módulo de Corte Máximo y de la Relación de Poisson

Una vez determinada la velocidad de propagación de ondas S, el módulo de corte máximo (G_{max}) se obtuvo a partir de la relación 2.11 (Capítulo 2) derivada de la ecuación de la onda, la cual puede ser reescrita de la forma:

$$G_{max} = V_s^2 \cdot \rho, \quad (\text{Ec. 4.7})$$

en la que ρ representa a la densidad húmeda del suelo, y V_s la velocidad de propagación de ondas de corte.

La relación de Poisson se calculó a partir de la relación existente entre los módulos de corte (G), confinado (M) y de Young (E). Por este motivo, a los fines de determinar con qué módulo de deformación se relacionan las velocidades de ondas P medidas en este trabajo, fue necesario evaluar el estado tensional inducido por la propagación de la perturbación mecánica. Con tal finalidad, conociendo la velocidad de propagación y el periodo fundamental de las señales recibidas en el bender element inferior, se determinó la longitud de las ondas P mediante la expresión:

$$\lambda_p = V_p \cdot T_p, \quad (\text{Ec. 4.8})$$

en la que λ_p representa a la longitud de onda P, V_p es la velocidad de propagación de ondas P y T_p el periodo fundamental de la señal recibida.

En general, los valores de la longitud de onda obtenidos en los ensayos realizados, resultaron iguales o menores al diámetro de las probetas. Esto indica que el estado tensional inducido por la perturbación mecánica es del tipo esférico, semejante al producido por la propagación de una onda en un espacio seminfinito. Como consecuencia, las ondas de compresión se asocian al módulo confinado (M) y no al módulo de Young (E). Esto es válido tanto para los ensayos ejecutados en la celda isotrópica como en el edómetro modificados.

Luego, a partir de las ecuaciones 2.9 a 2.11 enunciadas en el Capítulo 2, es posible determinar el coeficiente de Poisson a través de la expresión:

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}{2 \cdot V_p^2 - 2 \cdot V_s^2}, \quad (\text{Ec. 4.9})$$

siendo V_p la velocidad de ondas de compresión (P), V_s la velocidad de ondas de corte (S) y ν el coeficiente de Poisson.

En esta expresión el coeficiente de Poisson (ν) resulta muy sensible a la relación entre las velocidades de onda V_p y V_s , de manera tal que pequeños errores en la determinación de las velocidades de onda S y P se manifiestan en grandes variaciones en los valores de ν . En la Figura 4.7 puede apreciarse la dependencia de ν en la relación V_p/V_s de acuerdo con la ecuación 4.9 (Richart et al., 1970).

El coeficiente de Poisson determinado de esta manera, corresponde a pequeñas deformaciones (inferiores a 10^{-5}) y por lo tanto no puede ser utilizado en la solución de problemas en los que se involucren deformaciones correspondientes al rango anelástico de los suelos.

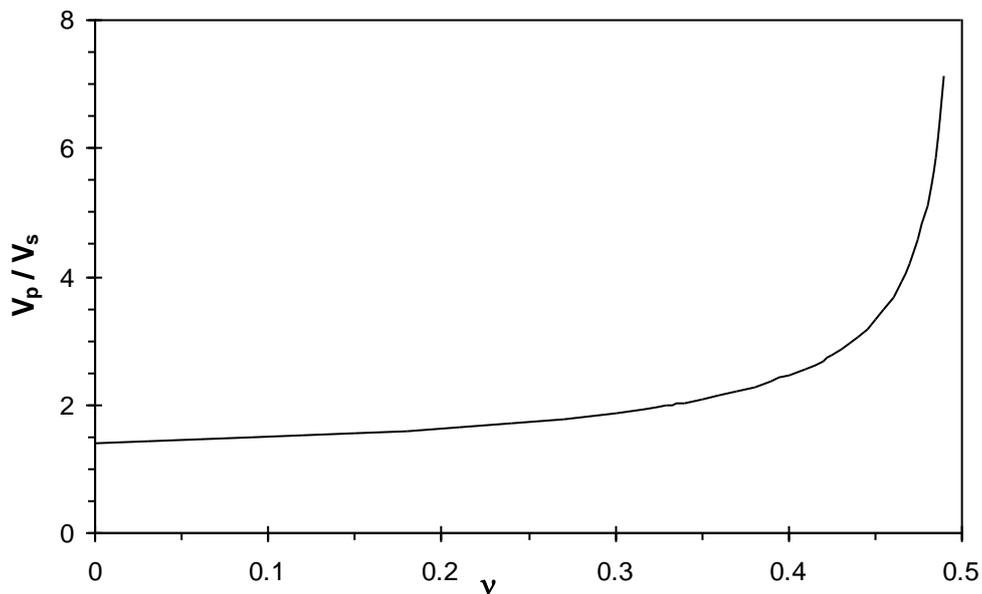


Figura 4.7: relación de Poisson (ν) como función de la relación entre velocidades de ondas de compresión (V_p) y de corte (V_s).

4.3.2 Columna Resonante y Torsional Cíclico

Con el objeto de determinar las propiedades dinámicas del loess de la provincia de Córdoba, se utilizó en esta investigación la Columna Resonante con que cuenta el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. Este dispositivo es comercializado por el Structural Behavior Engineering Laboratory (SBEL) en base al diseño propuesto por el Dr. Profesor Ing. Kenneth Stokoe. Dicho aparato fue utilizado tanto como columna resonante como para realizar ensayos de corte torsional estático cíclico en muestras de loess inalterado.

Con la columna resonante es factible medir los efectos del nivel de deformación, velocidad de deformación, presión de confinamiento y número de ciclos de carga en el módulo de corte y amortiguamiento de los suelos. La Columna del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C. puede ser utilizada tanto en resonancia (como columna resonante) como estáticamente (como un dispositivo de corte torsional). En este equipo la base de la muestra de suelo está fija mientras que la parte superior de la misma está libre y es excitada en torsión. Con este dispositivo es posible:

- Operar a bajas frecuencias (inferiores a 2 Hertz) en forma de ensayo torsional cíclico.
- Operar a altas frecuencias (superiores a 10 Hertz) como una columna resonante.
- Provocar deformaciones de corte en muestras llenas de loess inalterado que varíen entre 10^{-6} y 10^{-3} .
- Ensayar muestras cilíndricas huecas o llenas de diferentes tamaños.
- Ajustarse a las variaciones de altura y volumen de la muestra a lo largo de un ensayo debidas a la deformación volumétrica del suelo.

4.3.2.1 La Columna de la U.N.C.

La columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, está provista de una serie de dispositivos periféricos que hacen posible su utilización tanto como columna resonante

como en corte torsional estático cíclico. Consta principalmente de cuatro elementos independientes:

- Sistema de control de confinamiento
- Sistema excitador
- Dispositivo para medición de deformaciones verticales
- Dispositivos para medición de deformaciones torsionales

En la Figura 4.8 se presenta un esquema de la configuración general de la columna resonante y en la Figura 4.9 se la ha representado junto con los dispositivos periféricos necesarios para su funcionamiento.

4.3.2.1.1 Confinamiento

El sistema muestra cabezal esquematizado en la Figura 4.8 se ubica dentro de una cámara de acero inoxidable, la cual permite la aplicación de presiones de confinamiento. Un esquema de dicha cámara se representa en la Figura 4.10. Esta celda tiene una altura de 56 cm y un espesor de pared de 0.6 cm y está diseñada para soportar presiones de hasta 40 kg/cm². La cámara se fija tanto en su parte inferior como superior a dos bases circulares de acero por medio de cuatro barras de acero de 1.28 cm de diámetro cada una. Estas bases presentan una canaleta circular en la que la celda calza perfectamente y a la que se les ha agregado una arandela de goma (oring) para asegurar la hermeticidad.

El confinamiento se aplica por medio de aire comprimido. El aire proviene de un panel de control marca ELE (ver Figura 4.9) abastecido por un compresor de aire. Con este panel de control es posible aplicar presiones de hasta 3.8 kg/cm², ya que superado este valor comienzan a producirse pequeñas fugas de aire que introducen ruido en las mediciones del acelerómetro y los proxímetros. El panel de control se comunica con la cámara de confinamiento por medio de una válvula solidaria a la base de la columna resonante.



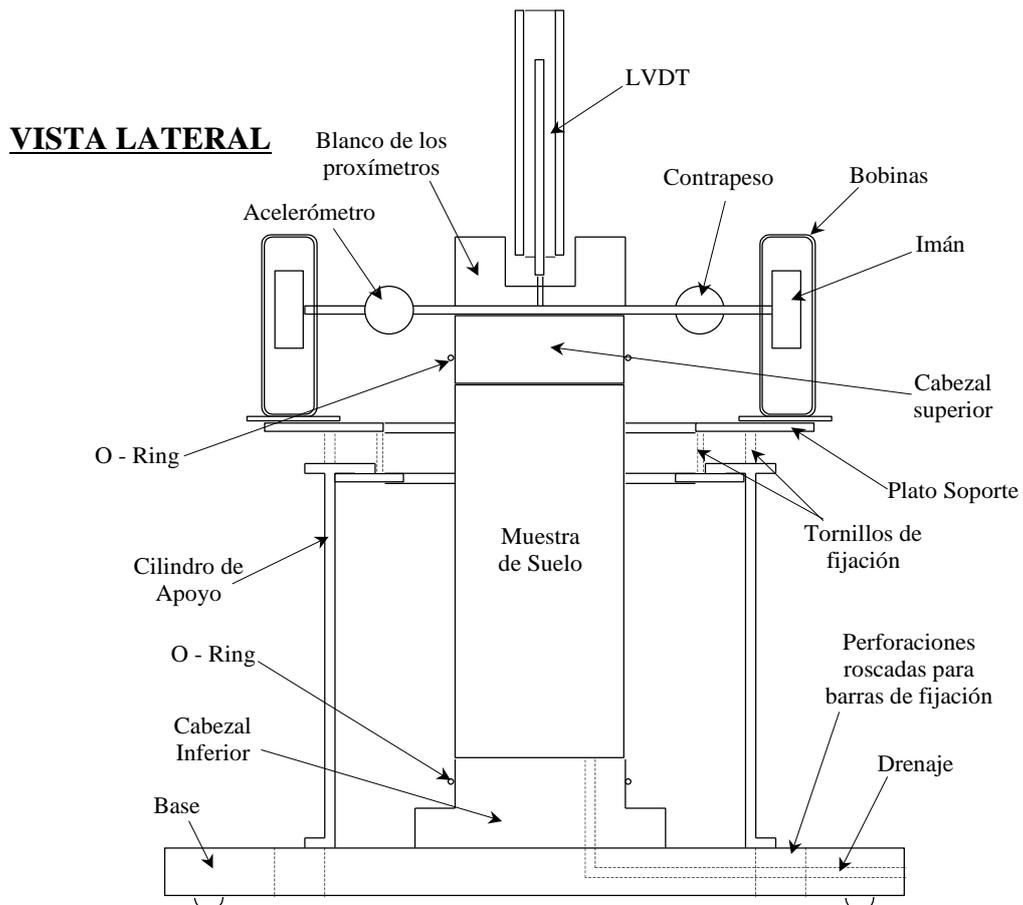
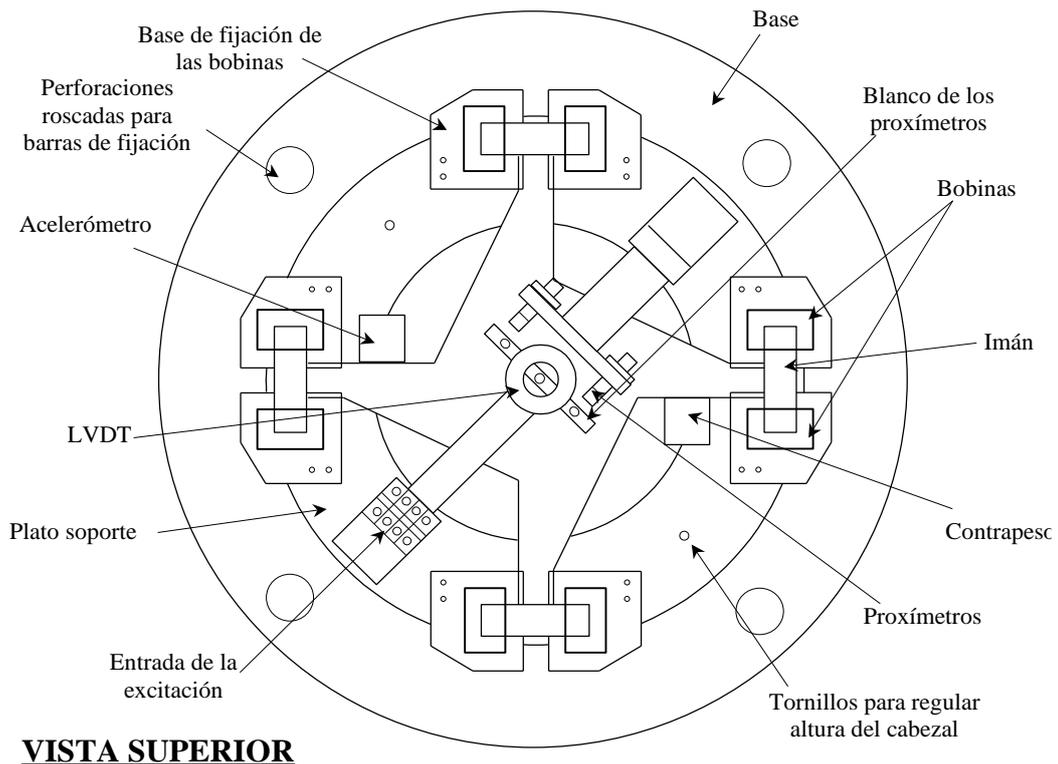


Figura 4.8: Columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la U.N.C..

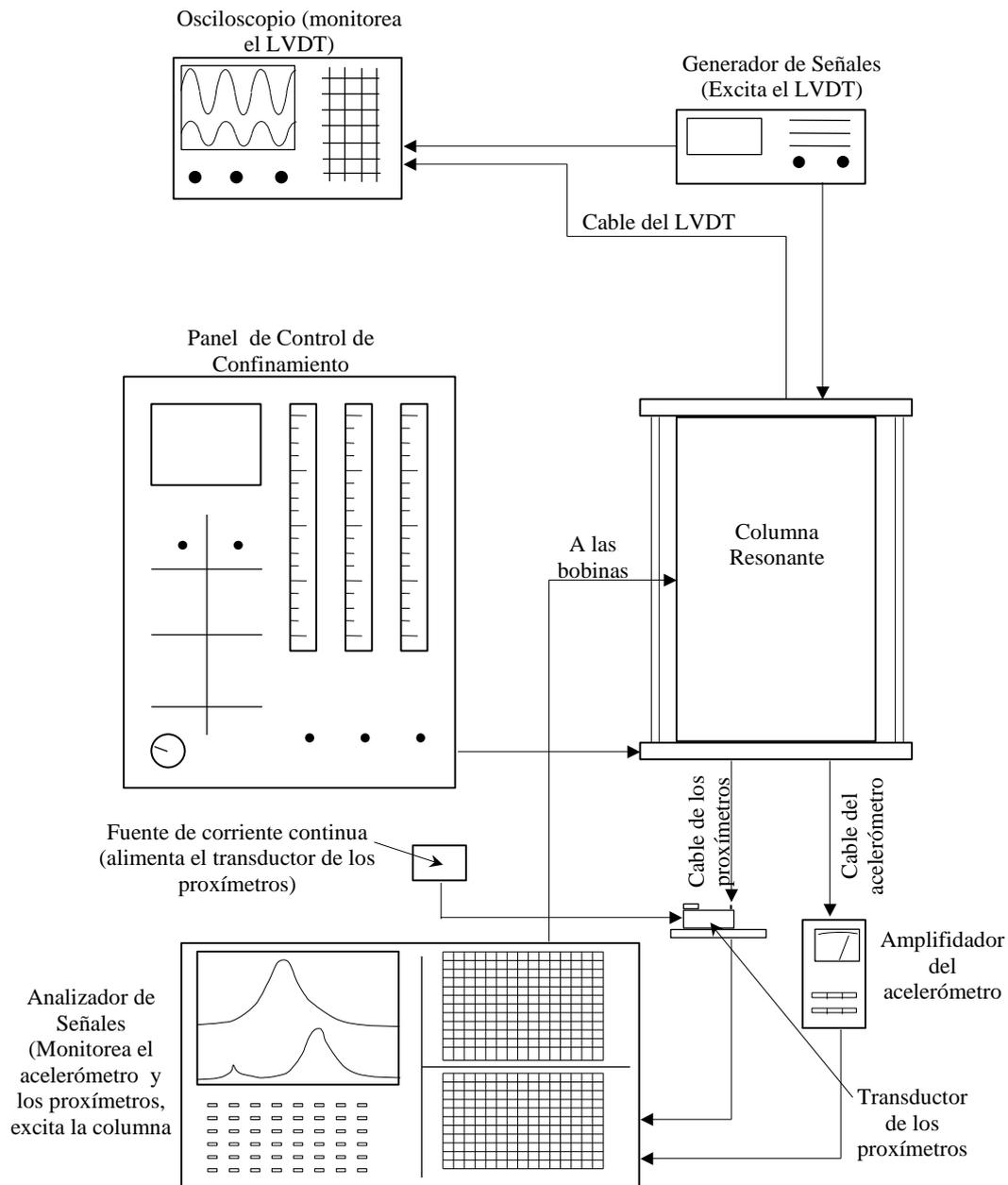


Figura 4.9: Columna resonante y dispositivos periféricos.

La muestra de suelo es recubierta con una membrana de goma y comunicada con el exterior a través de dos puertos de drenaje ubicados en el cabezal inferior. En los ensayos realizados, la salida de estos puertos se dejó abierta de manera que la presión de aire en los poros de la muestra sea igual a la presión atmosférica. Cuando se ejecutan ensayos de larga duración, es aconsejable recubrir a la muestra con un baño de silicona con el objeto de retardar la migración de aire que pueda llegar a producirse a través de

la membrana. En las pruebas desarrolladas en este trabajo, dicho baño no fue necesario por ser las mismas de duración inferior a un día.

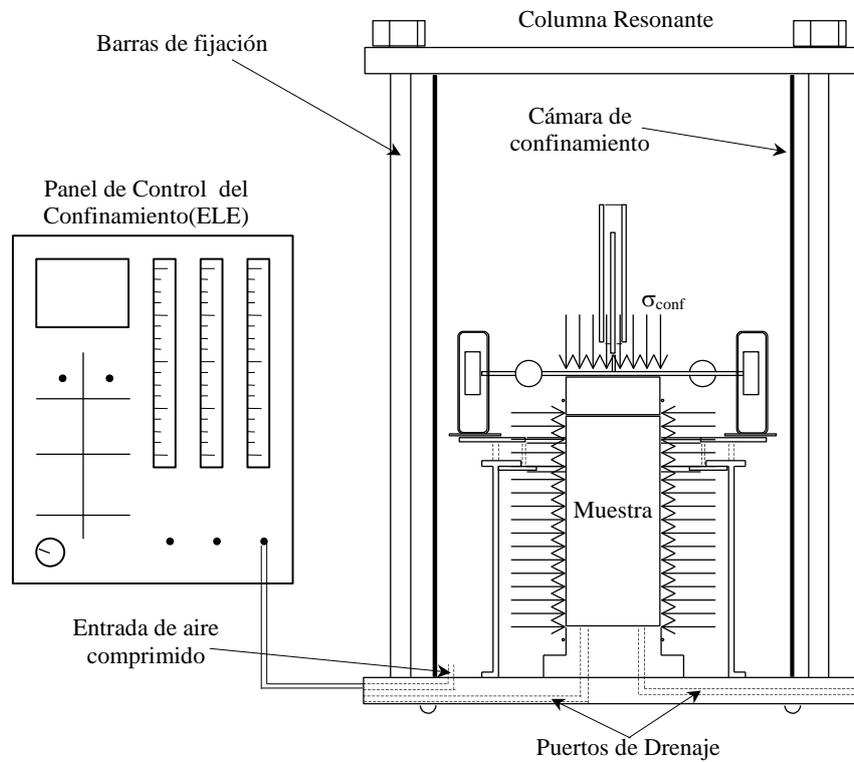


Figura 4.10: Control de la presión de confinamiento en la columna resonante de la U.N.C..

4.3.2.1.2 Sistema excitador

La excitación impuesta a la muestra se aplica por medio de un sistema electromagnético constituido por cuatro imanes rodeados por dos bobinas cada uno. Las bobinas son en total ocho y se encuentran conectadas en serie. Los imanes son solidarios al cabezal superior de manera tal de que el movimiento de los mismos se transmita a la muestra. Las bobinas se encuentran fijas a un plato unido firmemente a la base inferior por lo que no pueden sufrir ningún movimiento durante el ensayo. Por las bobinas se hace circular una corriente que genera un campo magnético, este campo es el que produce el movimiento de los imanes. De esta manera, el momento torsor aplicado a la muestra de suelo es directamente proporcional al voltaje de la corriente que circula por las bobinas. Para emitir este voltaje se utilizó indistintamente un generador de señales Stanford

Research Systems Modelo DS345 o bien un analizador de Señales Stanford Research Systems SR780.

Las bobinas presentan una forma alargada (ver Figura 4.8) con el objeto de permitir el desplazamiento de los imanes dentro de las mismas a medida que la muestra se comprime longitudinalmente por efecto de las presiones de confinamiento aplicadas.

El sistema excitador de la columna resonante requiere dos tipos de calibraciones diferentes. La primera es descrita en el apartado 4.3.2.6 del presente Capítulo y consiste en la determinación del momento de inercia polar del cabezal superior, ya que para llevar a cabo ensayos en resonancia es necesario conocer este valor (ver ecuación 4.25). La segunda, se detalla en el Anexo A y consiste en establecer el factor de proporcionalidad entre el momento torsor aplicado a la muestra y el voltaje que el generador de señales envía a las bobinas, dato que se necesita para ejecutar ensayos de corte torsional estático (ver ecuación 4.34).

El máximo torque que el sistema excitador puede imponer a la muestra depende de la sección de los cables de las bobinas, resistencia de las bobinas, espacio entre los imanes y las bobinas, longitud de los brazos del cabezal superior y de las características eléctricas del generador de señales.

4.3.2.1.3 Dispositivo para Medición de Deformaciones Verticales

Los cambios en la altura de la muestra durante el ensayo, se midieron con un LVDT (Linear Variable Differential Transformer). El LVDT de la columna resonante de la U.N.C. es de la marca Lucas Modelo 500 HR. Como no se dispuso de un amplificador calibrado para transformar la lectura en Voltios del LVDT Lucas 500 HR en desplazamientos en forma directa, fue necesario excitar al mismo con un generador de señales y medir la respuesta en un osciloscopio, previa calibración del LVDT.

En la Figura 4.11 se presenta un esquema de un LVDT. Este está constituido por una bobina primaria central y dos bobinas secundarias periféricas enrolladas alrededor de un eje común. Cuando se hace circular una corriente alterna (AC) por la bobina primaria,

se induce una corriente alterna en las bobinas secundarias de igual frecuencia pero desfasada 180° . La amplitud de la corriente inducida en las bobinas secundarias, depende de la posición que ocupe una barra de acero ubicada en el eje alrededor del cual se enrollan las bobinas. Las bobinas secundarias están conectadas de manera tal de que no hay salida de corriente AC cuando la barra de acero está en la posición central, sin embargo, cuando la barra se aleja de la posición central el voltaje AC en una de las bobinas secundarias crece mientras que en la otra decrece. La relación entre el desplazamiento de la barra de acero central y la amplitud del voltaje de salida de las bobinas secundarias es lineal dentro de un determinado rango de desplazamientos alrededor de la posición central. Vale destacar que la respuesta del LVDT depende de la frecuencia y de la amplitud de la excitación en la bobina primaria.

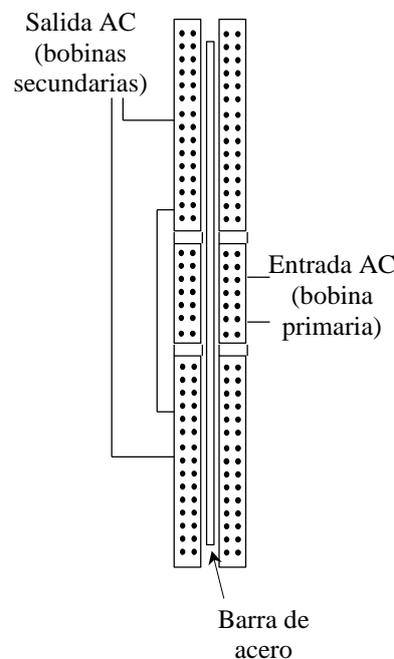


Figura 4.11: Esquema de un LVDT.

El LVDT Lucas 500 HR de la Columna Resonante de la U.N.C. cuenta con dos cables identificados con un número 1 un número 2. El que lleva el número 1 corresponde a la bobina primaria y por lo tanto es utilizado como fuente. Este cable se conectó a un generador de señales GW modelo GFG-8015G en el cual se generó la señal excitatriz. El cable que tiene el número 2 es el cable de salida (bobinas secundarias) y por lo tanto

debe conectarse a algún dispositivo que permita medir el voltaje de salida. En este trabajo se utilizó para tal fin un osciloscopio Fluke 97.

El cambio de altura de la muestra se obtiene al multiplicar la lectura en Voltios tomada en el osciloscopio proveniente de los cables secundarios, por el factor de calibración del LVDT. Este factor de calibración cambia con la frecuencia y la amplitud de la señal excitatriz. Previo a su utilización el LVDT fue calibrado. El procedimiento de calibración del LVDT se presenta en el Anexo A.

4.3.2.1.4 Dispositivos para Medición de Deformaciones Torsionales

La medición de las propiedades dinámicas del loess en el ensayo de columna resonante se llevó a cabo a frecuencias comprendidas entre 20 Hz y 80 Hz, mientras que en corte torsional estático se ejecutó a frecuencias inferiores a los 2 Hz. Debido a esta diferencia en el rango de frecuencias de trabajo, se utilizaron diferentes dispositivos de medición según cuál sea el modo en que se usa la columna.

4.3.2.1.4.1 Acelerómetro

En los ensayos de resonancia, la frecuencia de resonancia, la amplitud de deformación y la curva de decaimiento en vibraciones libres se midieron con un acelerómetro, el cual se encuentra montado en uno de los brazos del cabezal superior. En la Figura 4.8 se muestra la ubicación del acelerómetro en el cabezal superior. Para contrarrestar el efecto desequilibrante que la presencia de este dispositivo genera en la inercia torsional del cabezal superior, la columna lleva instalado un contrapeso de igual masa y forma que el acelerómetro en el brazo opuesto del cabezal y a la misma distancia del centro que el acelerómetro, como puede apreciarse en la Figura 4.8.

La columna de la U.N.C. cuenta con un acelerómetro Columbia 3030 H. Este acelerómetro está orientado en la dirección de los movimientos torsionales del cabezal superior. El mismo se conectó a un amplificador de carga Columbia modelo 4102M que cumple la función de acondicionar la señal de salida del acelerómetro con respecto a la

amplitud de la aceleración sufrida. El amplificador se conectó al analizador de señales Stanford Research Systems Modelo SR780 en el que se leyó la frecuencia y amplitud de la señal. Para hacer mediciones de amortiguamiento se guardó una curva de decaimiento en vibraciones libres completa en el analizador de señales y se la bajó a una PC donde era debidamente procesaba.

Para calcular el nivel de deformación sufrido por la probeta de suelo a partir de las lecturas del acelerómetro, es necesario calcular previamente la aceleración. La aceleración se obtiene mediante la siguiente expresión brindada por el fabricante del amplificador Columbia 4102M:

$$a_a = \frac{2}{5} \cdot V_{t_a} \cdot F_r, \quad (\text{Ec. 4.10})$$

en la que a_a es la amplitud de la aceleración en la unidad correspondiente al factor de calibración del acelerómetro ajustado en el amplificador Columbia 4102M, V_{t_a} es el voltaje (en Voltios) arrojado por el amplificador Columbia 4102M leído en el analizador de señales, osciloscopio o cualquier otro aparato de medición y F_r es el número correspondiente a la tecla de rango presionada en el amplificador (en la misma escala utilizada para introducir el factor de calibración). Para más detalles acerca del manejo del amplificador, puede consultarse el manual de usuario del mismo. El procedimiento de calibración del acelerómetro junto con los resultados obtenidos en el mismo se detallan en el Anexo A.

A modo de ejemplo, supóngase el caso que en el amplificador de carga Columbia 4102M se introduce el factor de calibración del acelerómetro en unidades de pC/m/seg² y en las teclas de rango se selecciona un factor de 10 ($F_r = 10$). En estas condiciones, la aceleración calculada con al fórmula 4.10 resultará expresada en m/seg² y cuando el amplificador arroje una señal de 0.25 Voltios de amplitud, la aceleración sufrida por el acelerómetro (ecuación 4.10) tendrá una amplitud de:

$$a_a = \frac{2}{5} \cdot V_{t_a} \cdot F_r = \frac{2}{5} \cdot 0.25 \cdot 10 = 1 \frac{m}{seg^2} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

4.3.2.1.4.2 Proxímetros

Los ensayos de corte torsional estático cíclico se ejecutaron a frecuencias inferiores a 2 Hz, motivo por el cual el acelerómetro, cuya frecuencia mínima de trabajo es 10 Hz, no pudo utilizarse para medir las deformaciones de corte de la muestra. Por esta razón, en este tipo de pruebas se recurrió a dos medidores de proximidad (proxímetros) para la medición de las deformaciones de corte.

Los proxímetros están constituidos por una punta de medición y un acondicionador de señal cada uno. El acondicionador de señal es alimentado por una fuente de corriente continua. La punta de medición se encuentra unida al plato de fijación esquematizado en la Figura 4.8 y se conecta al acondicionador de señal. Este acondicionador ajusta la corriente enviada por la punta de medición de manera de que pueda ser leída en un osciloscopio. Los proxímetros miden el espesor del espacio de aire existente entre la punta de medición y un blanco metálico con forma de U. La punta de medición es solidaria a la base de fijación mientras que el blanco está fijo a la muestra (ver Figura 4.8). La finalidad de utilizar dos proxímetros en vez de uno, es la de separar las deformaciones de torsión de las de flexión. Los efectos de las deformaciones de flexión indeseados se eliminan restando las lecturas de cada uno de los proxímetros entre sí, obteniendo de esta manera las deformaciones torsionales puras.

Los proxímetros constituyen un sistema de medición de cambios de inductancia que puede medir la distancia entre una punta de medición y una superficie eléctricamente conductiva. El principio de funcionamiento es básicamente el siguiente: por la punta de medición circula una corriente. Esta genera un campo magnético que induce una corriente en el blanco metálico. Recíprocamente, esta última origina otra corriente en la punta de medición, que es la que definitivamente se mide. La corriente inducida en la punta de medición, depende de las características del blanco metálico (que son conocidas por tratarse de un blanco normalizado) y de la distancia entre la punta de medición y el blanco.

Los proxímetros de la columna resonante de la U.N.C. son de la marca Bently Nevada modelo 7200 REBAM. Este sistema provee un voltaje de salida directamente proporcional a la distancia entre la punta de medición y el blanco metálico. Son aptos

para hacer mediciones tanto estáticas como dinámicas. Debido a la gran relación señal – ruido que pueden brindar, son ideales para realizar mediciones a bajos niveles de deformación (en muestras de 35 mm de diámetro resultó posible medir deformaciones del orden de 10^{-6}).

El desplazamiento relativo entre la punta de medición del proxímetro y el blanco metálico (d_p), se obtiene dividiendo la lectura (en Voltios) arrojada por el acondicionador de señales (V_{t_p}) por el factor de calibración de los proxímetros (F_p) en Voltios/mm:

$$d_p = \frac{V_{t_p}}{F_p}, \quad (\text{Ec. 4.12})$$

en la que d_p resulta expresado en mm. La calibración de los proxímetros, conjuntamente con los resultados obtenidos en la misma, se describen en el Anexo A.

4.3.2.2 Deformaciones de Corte en la Muestra

En los ensayos de columna resonante y de corte torsional cíclico, la deformación específica de corte o distorsión (γ) de la muestra de suelo ensayada se calcula a partir del ángulo de giro de las secciones de la misma. En muestras sólidas, en una sección cualquiera, la distorsión varía radialmente desde el valor cero en el centro hasta un valor máximo en el borde externo, como puede apreciarse en la Figura 4.12. En esta misma figura se ha asumido que la variación de la deformación dentro de la sección es lineal.

Sin embargo, como consecuencia de la relación no lineal entre la tensión y la deformación en los suelos, la variación de las tensiones dentro de una sección no será lineal, sino que dependerá de las características de la relación entre el módulo y el nivel de deformación. Consecuentemente, el primer inconveniente que surge en la interpretación de los resultados obtenidos en un ensayo de columna resonante y corte torsional cíclico es la determinación de la relación entre la curva de torque - rotación medida y la de tensión - deformación del suelo ensayado.

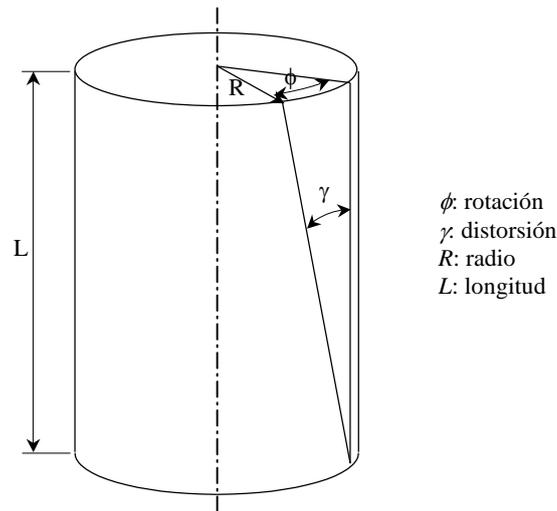


Figura 4.12: Variación de la deformación específica de corte (distorsión) con el radio en una muestra llena.

El procedimiento utilizado para reducir datos en un ensayo de corte torsional, se basa en el uso de la ecuación de torsión brindada por la teoría de la elasticidad. Las tensiones de corte generadas en un punto cualquiera de una sección circular de un material elástico vienen dadas por:

$$\tau = \frac{r \cdot T}{J_p}, \tag{Ec. 4.13}$$

en la que τ es la tensión de corte, r el radio al cual se calcula la tensión τ , T el momento torsor o torque aplicado en la sección y J_p el momento de inercia polar de la sección, el cual, para secciones circulares puede calcularse a través de la expresión:

$$J_p = \int_A R^2 \cdot d\Omega = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot R^4, \tag{Ec. 4.14}$$

donde R y Ω son el radio y el área de la sección respectivamente.

Las deformaciones específicas de corte (γ) se obtienen mediante la siguiente expresión:



$$\gamma = \frac{\phi \cdot r}{L}, \quad (\text{Ec. 4.15})$$

siendo ϕ el ángulo de giro de la sección superior de la muestra en radianes, r el radio al cual se calcula la deformación y L la longitud de la muestra (Figura 4.12).

Como puede apreciarse, las fórmulas elásticas brindadas por las ecuaciones 4.13 y 4.15 son funciones lineales del radio. Surge entonces la necesidad de adoptar un valor de radio para el cual la tensión y deformación calculados sean representativos de toda la sección. Para obtener una idea estimativa del nivel de deformación sufrido en la muestra, puede utilizarse el valor máximo del radio. Sin embargo, resulta más coherente hacer los cálculos con valores de radio más pequeños y que resulten más representativos de un valor medio en la sección. Por ejemplo, suele utilizarse un valor de 2/3 del radio máximo, el cual corresponde a la deformación promedio de la sección (Lodde, 1982). En el caso de muestras llenas, el 75 % de la sección experimenta deformaciones superiores a este promedio, por lo que resulta más lógico adoptar el radio correspondiente a la deformación media, es decir el nivel de deformación tal que la mitad de la muestra sufre distorsiones mayores y la mitad menores a este nivel. Para la distribución lineal de la deformación con el radio considerada, el radio al cual ocurre la media de las deformaciones es igual al 70.7 % del radio de la muestra.

Si se ensayan muestras cilíndricas huecas, el uso del radio medio en las fórmulas de la teoría elástica proporciona excelentes resultados. En este tipo de muestras, cuanto más pequeña sea la diferencia entre el radio interno y el externo de las probetas, más cerca de la realidad se estará al realizar los cálculos de las tensiones y deformaciones con el radio medio. Hardin y Drnevich (1972b), compararon resultados de ensayo en muestras llenas y huecas y concluyeron que en muestras llenas, un radio del 67 % del radio de la muestra resulta apropiado para usar en los cálculos.

Stokoe y Chen (1979), mostraron que el valor representativo de la distorsión en la muestra varía con las características de la curva tensión – deformación del material. Estos autores observaron que en muestras llenas, el valor del radio apropiado para utilizar en las fórmulas de la teoría de la elasticidad varía entre 0.82 de R (siendo R el

radio de la probeta), para amplitudes de deformación inferiores a 10^{-5} y 0.79 de R , para distorsiones del orden de 10^{-3} . En la presente investigación, se adoptó para los cálculos, un valor de 0.8 de R . Las ecuaciones 4.13 y 4.15 resultan de la forma:

$$\tau = \frac{0.8 \cdot R \cdot T}{J_p}, \quad (\text{Ec. 4.16})$$

$$\gamma = \frac{0.8 \cdot R \cdot \phi}{L} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

En el ensayo de columna resonante, el ángulo de giro de la muestra se determina a través de la medición de la amplitud y de la frecuencia de la aceleración sufrida por el cabezal superior cuando la muestra se encuentra en resonancia. Conocida la amplitud y la frecuencia de la aceleración, puede obtenerse el desplazamiento del acelerómetro por medio de una doble integración de la aceleración en el tiempo. En el caso de imponer un movimiento oscilatorio torsional sinusoidal, la integración se transforma en una división de la forma:

$$d_a = \frac{a_a}{4 \cdot \pi^2 \cdot f_a^2}, \quad (\text{Ec. 4.18})$$

siendo d_a y a_a las amplitudes del desplazamiento y de la aceleración registrados por el acelerómetro, y f_a la frecuencia de vibración del mismo.

Conocida la amplitud del desplazamiento del acelerómetro, el ángulo de giro del cabezal superior (ϕ , ver Figura 4.12) puede calcularse dividiendo el desplazamiento del acelerómetro por la distancia entre éste y el centro del cabezal:

$$\phi = \frac{d_a}{c_a}, \quad (\text{Ec. 4.19})$$

siendo d_a la amplitud de desplazamiento del acelerómetro y c_a la distancia entre el acelerómetro y el centro del cabezal superior. Conocido el ángulo de giro del cabezal

superior, la distorsión angular sufrida por la muestra se obtiene mediante la expresión 4.17.

En los ensayos ejecutados en este trabajo, la aceleración se registró con el acelerómetro Columbia 3030 H. La amplitud de la aceleración medida con este transductor se calculó mediante la expresión 4.10. Combinando las ecuaciones 4.17 a 4.19 con la 4.10, se llega a la expresión que permite calcular la deformación específica de corte (γ) como:

$$\gamma = \frac{2}{25 \cdot \pi^2} \cdot \frac{V_{t_a}}{f_a^2} \cdot \frac{R}{L} \cdot \frac{F_r}{c_a}, \quad (\text{Ec. 4.20})$$

en la que F_r es la tecla de rango presionada en el amplificador Columbia 4102 M, V_{t_a} es el voltaje arrojado por el amplificador de carga del acelerómetro (en Voltios), f_a es la frecuencia de la aceleración sinusoidal registrada por el acelerómetro y los demás términos tienen el mismo significado que en las ecuaciones 4.17 a 4.19.

Como los estados tensionales aplicados en los ensayos ejecutados fueron de compresión isotrópica, puede asumirse que la relación entre el radio (R) y la altura (L) de la muestra se mantuvo constante y siempre igual a 0.25. Por otro lado, los valores de F_r (factor de rango en el amplificador) y c_a (distancia entre el acelerómetro y el centro del cabezal superior) fueron constantes en todas las pruebas ejecutadas e iguales a 10 y 50 mm respectivamente. De esta manera, introduciendo en el amplificador de carga el factor de calibración del acelerómetro en la unidad pC/m/seg² y midiendo la frecuencia (f_a) y la amplitud (V_a) de la señal del acelerómetro en Hertz y en Voltios respectivamente, la ecuación 4.20 se reduce a:

$$\gamma = \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{V_{t_a}}{f_a^2}, \quad (\text{Ec. 4.21})$$

que fue la expresión utilizada en los ensayos de columna resonante realizados.

En los ensayos de corte torsional estático cíclico, el acelerómetro no puede ser utilizado debido a las bajas frecuencias a las que se ejecuta el ensayo (en general inferiores a 2 Hz). En estos casos, las deformaciones de corte son medidas con dos proxímetros.

El ángulo de giro del cabezal superior (ϕ , ver Figura 4.12) puede obtenerse dividiendo al desplazamiento relativo entre la punta de medición de un proxímetro y el blanco metálico (d_p) por la distancia entre el centro del blanco de los proxímetros y el centro del cabezal superior (c_p):

$$\phi = \frac{d_p}{c_p}, \quad (\text{Ec. 4.22})$$

El valor de d_p puede obtenerse mediante la expresión 4.12. Introduciendo la ecuación 4.22 en la 4.17, se obtiene la siguiente expresión para la deformación específica de corte (distorsión) sufrida por la muestra:

$$\gamma = 0.8 \cdot \frac{R}{F_p \cdot c_p \cdot L} \cdot Vt_p, \quad (\text{Ec. 4.23})$$

en la que R y L son el radio y la altura de la muestra respectivamente y Vt_p y F_p tienen el mismo significado que en la ecuación 4.12.

La columna resonante utilizada en este trabajo cuenta con dos proxímetros. Las señales enviadas por cada uno de los proxímetros eran registradas por el analizador de señales, en el cual se apreciaba directamente la diferencia entre la lectura de los dos proxímetros. Aprovechando esta ventaja, en la ecuación 4.23 se reemplazó a Vt_p por Vt_{p2} , factor que representa la diferencia entre los voltajes de los dos proxímetros y consecuentemente se dividió por 2 a las deformaciones obtenidas mediante dicha ecuación, obteniendo de esta manera un promedio de las mediciones de cada una de las puntas de medición. A su vez, teniendo en cuenta que por tratarse de compresión isotrópica, la relación radio - altura de las muestras se mantuvo constante durante los ensayos e igual a 0.25 y que c_p y F_p son constantes de valores 17.93 mm y 7.87 V/mm, la expresión 4.23 puede simplificarse de la forma:

$$\gamma = 0.7 \cdot 10^{-3} \cdot V_{t_{p2}}, \quad (\text{Ec. 4.24})$$

siendo γ la amplitud de la deformación específica de corte sufrida por la muestra y $V_{t_{p2}}$ la diferencia entre las amplitudes (en Voltios) de las señales correspondientes a cada proxímetro registradas por el acondicionador de señales respectivo.

Debido a la alta resolución de las señales capturadas por estos dispositivos, se los utilizó no solamente en los ensayos de torsión estática, sino también en muchas de las pruebas en resonancia como complemento a las lecturas tomadas con el acelerómetro. A los fines de cotejar resultados, se calculó en todos los casos en que se usaron ambos dispositivos, el cociente entre las deformaciones calculadas con los proxímetros y con el acelerómetro. Los valores de dicha relación variaron entre 1.45 y 0.6, lo cual, teniendo en cuenta el nivel de aproximación que se requiere en la medición, resultó aceptable. En la mayoría de los casos se observó que las deformaciones calculadas con los proxímetros fueron mayores a las calculadas con el acelerómetro.

4.3.2.3 Medición del Módulo de Corte

La determinación del Módulo de Corte (G) con la columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C. puede realizarse a través de dos metodologías:

- Resonancia
- Corte Torsional Estático Cíclico

4.3.2.3.1 Resonancia

Esta técnica consiste básicamente en la determinación de la frecuencia de resonancia en el modo torsional del sistema constituido por la muestra de suelo y el cabezal superior. Este valor, junto con determinadas propiedades mecánicas del sistema muestra - cabezal

superior, permiten determinar la velocidad de propagación de ondas de corte en el material ensayado.

Este ensayo se basa en la ecuación de la onda unidimensional derivada de la teoría de la elasticidad (Richart et al. 1970). La expresión analítica utilizada para el cálculo de la velocidad de propagación de ondas incluye el efecto de las condiciones de borde. Para la solución de esta ecuación se requieren los valores de la frecuencia de resonancia, longitud, momento de inercia polar de la muestra y momento de inercia polar del cabezal superior. Durante el ensayo se miden la frecuencia de resonancia en torsión de la muestra, y los cambios en la longitud y el volumen de la misma. Con estos datos es posible resolver en todo momento la ecuación que permite calcular la velocidad de propagación de ondas de corte.

La frecuencia de resonancia que debe determinarse en el ensayo, es la correspondiente al primer modo de vibración en torsión. En el caso de que se quiera determinar la velocidad de propagación de ondas de compresión, se busca la frecuencia de resonancia en compresión (también el primer modo). Si bien en forma simplificada el sistema muestra – cabezal puede asimilarse a un sistema de un grado de libertad, en forma estricta esto no es así por tratarse de un sistema dinámico continuo. Consecuentemente el sistema formado por la muestra y el cabezal posee infinitas frecuencias de resonancia. De todas estas frecuencias, es la menor de ellas la que produce la mayor amplitud de deformación y por lo tanto la que debe ser determinada. En el primer modo, todas las partículas se mueven en la misma dirección (en fase). En los modos más altos ciertas partículas se mueven en una determinada dirección mientras que otras van en dirección opuesta. Como consecuencia, la amplitud de deformación de los modos superiores resulta menor que la del primer modo. Este motivo hace que el primer modo pueda ser encontrado más fácilmente y con mayor precisión que los modos más altos. Esta es una de las razones por las cuales los ensayos en resonancia se ejecutan en el primer modo. Otra razón, está dada por el aspecto de la deformada que sufre la muestra, la cual, como puede apreciarse en la Figura 4.13, en el primer modo permite estimar las deformaciones con mayor simplicidad y exactitud que en los modos superiores. A su vez, si la relación entre el momento de inercia de la muestra y el del cabezal tiende a cero, la deformada en el primer modo puede considerarse recta (Achenbach, 1975).

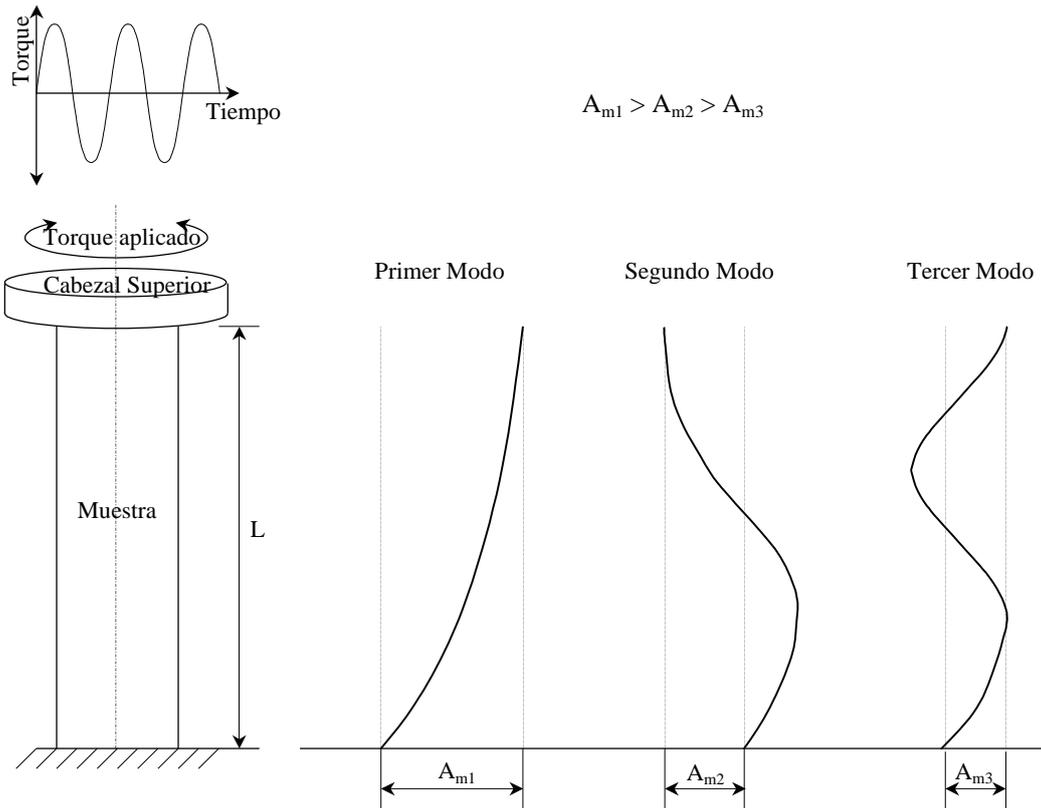


Figura 4.13: Deformada de los tres primeros modos de vibración de una muestra ensamblada en la Columna Resonante de Stokoe (condición de borde fija – libre).

Una vez determinada la frecuencia de resonancia del primer modo de torsión, la ecuación que permite obtener la velocidad de propagación de ondas del ensayo de columna resonante en sistemas fijos - libres es la siguiente (Richart et al. 1970):

$$\frac{I}{I_o} = \beta \cdot \tan \beta, \tag{Ec. 4.25}$$

en la que I representa al momento de inercia polar de la muestra de suelo, I_o es el momento de inercia polar del cabezal superior, y el parámetro β es igual a:

$$\beta = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot f_r}{V_s}, \tag{Ec. 4.26}$$



siendo L la longitud de la muestra, f_r la frecuencia de resonancia en torsión y V_s la velocidad de propagación de ondas de corte.

El momento de inercia polar de la muestra (I) puede calcularse como:

$$I = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot \rho \cdot L \cdot R^4, \quad (\text{Ec. 4.27})$$

siendo L , R y ρ la longitud, radio y densidad de la muestra de suelo.

La ecuación 4.25 se resuelve para β en forma iterativa. Conocido β , la frecuencia de resonancia f_r y la longitud de la muestra L , se puede despejar la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) de la ecuación 4.26.

Conocida la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) y la densidad (ρ) del material, el módulo de corte (G) se obtiene como:

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Debe notarse que en la ecuación 4.25, el valor de β deberá ser recalculado siempre que la muestra sufra deformaciones volumétricas (por ejemplo como consecuencia de la presión de confinamiento aplicada) ya que el momento de inercia polar de la muestra varía. Para ello, durante el ensayo se miden los cambios de altura sufridos por la muestra por medio de un LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Con las mediciones de los cambios de altura, se calculan las deformaciones verticales por medio de la ecuación 4.2.

Al igual que en los ensayos realizados en la celda isotrópica modificada, en la columna resonante, para calcular las deformaciones volumétricas a partir de las deformaciones verticales, se asume que por tratarse de un estado de compresión isotrópica, las deformaciones según las tres direcciones principales son iguales a la deformación vertical medida con el LVDT. De esta manera, la deformación volumétrica (ϵ_{vol}) se obtiene mediante la ecuación 4.4.

En el caso de muestras semisaturadas, a pesar de que las pruebas se desarrollaron con los puertos de drenaje abiertos al exterior, se asumió que no se produjo entrada ni salida de agua a la muestra durante los ensayos. En estas condiciones, la densidad corregida por las deformaciones volumétricas se calculó como:

$$\rho_{correg} = \frac{\rho_{inic}}{1 - \varepsilon_{vol}}, \quad (\text{Ec. 4.29})$$

siendo ρ_{correg} la densidad corregida, ρ_{inic} la densidad antes de comenzar el ensayo y ε_{vol} la deformación volumétrica de la muestra.

Cuando se ensayaron muestras saturadas, la hipótesis hecha para el planteo de la ecuación 4.29 no fue válida, ya que en estos casos, las probetas al deformarse eliminan inevitablemente un volumen de agua igual al volumen deformado. En estas ocasiones, la densidad corregida se calculó de la siguiente manera:

$$\rho_{correg} = \frac{\rho_{inic}}{1 - \varepsilon_{vol}} - \frac{\varepsilon_{vol}}{1 - \varepsilon_{vol}} \cdot \rho_w \quad (\text{Ec. 4.30})$$

en la que ρ_w es la densidad del fluido saturante (en todos los casos agua) y ρ_{correg} , ρ_{inic} y ε_{vol} tienen el mismo significado que en la ecuación 4.29.

Calculada la densidad corregida, el momento de inercia polar corregido de la muestra se obtuvo mediante la expresión:

$$I_{correg} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot R^4 \cdot L \cdot \rho_{correg} \cdot (1 - \varepsilon_v)^5, \quad (\text{Ec. 4.31})$$

siendo I_{correg} el momento de inercia corregido, R el radio inicial, L la longitud inicial, ρ_{correg} la densidad corregida y ε_v la deformación específica vertical.

El momento de inercia polar del cabezal superior utilizado en la ecuación 4.25 (I_o), se obtiene de la calibración de la columna resonante, procedimiento que se describe en el

apartado 4.3.2.6. Esta calibración deberá repetirse cada vez que se introduzca alguna modificación al equipo.

La ecuación 4.25 es válida siempre y cuando se cumplan determinadas condiciones: material continuo, homogéneo, isótropo y elástico, solamente se propagan ondas en una dirección, no existen tensiones de corte en la pared de la muestra, los radios de la muestra se mantienen rectos durante la vibración, el sistema excitador es indeformable y la rigidez de la base a la que está fija la muestra es infinita comparada con la rigidez de la muestra de suelo. En la práctica, estas hipótesis no se cumplen en forma estricta (ver por ej. Cascante y Santamarina, 1997).

Existen diferentes técnicas para determinar la frecuencia de resonancia del sistema muestra cabezal. En este trabajo se utilizaron las siguientes:

- Barrido en frecuencias
- Excitación con ruido aleatorio

Barrido en Frecuencias: esta técnica consiste en la aplicación de una excitación armónica de forma sinusoidal al sistema muestra cabezal. La amplitud de la excitación se mantiene constante y se varía la frecuencia, registrando la amplitud de la respuesta del sistema a las diferentes frecuencias. La frecuencia que produce la mayor amplitud de la respuesta es la frecuencia de resonancia del sistema para el nivel de deformación impuesto. El nivel de deformación se obtiene de la respuesta del acelerómetro en resonancia (ver apartado 4.3.2.1). El procesamiento de los datos al utilizar esta técnica se lleva a cabo en el dominio del tiempo.

Este método es un caso particular de vibraciones forzadas, por lo que la frecuencia de resonancia encontrada de esta manera no será la frecuencia natural del sistema sino que será la frecuencia amortiguada, relacionándose ambas frecuencias mediante la expresión:



$$f_r = f_n \cdot \sqrt{1 - D^2}, \quad (\text{Ec. 4.32})$$

siendo f_r y f_n las frecuencias amortiguada y natural del sistema y D la relación de amortiguamiento.

Para sistemas con relaciones de amortiguamiento inferiores al 40 %, la diferencia entre f_r y f_n no supera el 10%. En suelos, los valores de D rara vez superan el 20 %, por lo que las diferencias entre estas dos frecuencias resultan inferiores al 2 % y por lo tanto pueden ser desestimadas (Richart et al. 1970).

Excitación con Ruido Aleatorio: esta técnica consiste en excitar al sistema muestra – cabezal con ruido aleatorio. En este caso la energía introducida a la muestra se reparte en todo el rango de frecuencias analizado, imponiendo todas las frecuencias simultáneamente. Las principales ventajas de esta técnica son la mayor velocidad de operación y la posibilidad de hacer mediciones a niveles de deformación inferiores a los mínimos posibles utilizando la técnica de barrido en frecuencias. Cascante (1996) presenta una explicación más detallada de esta técnica de medición, enumerando las ventajas y desventajas de la misma.

El procesamiento de datos al utilizar este método se lleva a cabo en el dominio de las frecuencias. Debido a la baja amplitud del ruido aleatorio, suelen encontrarse en los espectros de respuesta del sistema distintos picos, los cuales son generados por ruido interno propio de los equipos electrónicos. Sin embargo, las amplitudes de los mismos suelen ser pequeñas comparadas con el pico correspondiente a la frecuencia de resonancia en torsión del sistema muestra cabezal y no representan un problema mayor.

La interpretación de los resultados obtenidos mediante esta metodología se basa en la asunción de que el sistema muestra cabezal es un sistema lineal invariante en el tiempo. De esta manera, el cociente entre la transformada de Fourier de la señal respuesta ($O(\omega)$) y la transformada de Fourier de la señal excitatriz ($In(\omega)$) resulta igual a la función de transferencia del sistema ($T(\omega)$):



$$T(\omega) = \frac{O(\omega)}{In(\omega)} \quad (\text{Ec. 4.33})$$

La transformada de un ruido aleatorio es una constante ($In(\omega) = cte.$) y por lo tanto el espectro de la señal de respuesta es igual a la función de transferencia escalada por dicha constante. Para mejorar la calidad de la función de transferencia se suelen promediar varias señales, generalmente más de 100. Del pico de la función de transferencia se leen la frecuencia de resonancia del sistema y la amplitud de deformación correspondiente.

En la presente investigación, la metodología empleada para encontrar la frecuencia de resonancia de las muestras ensayadas, consistió en aplicar como primer paso la técnica de excitación con ruido aleatorio. Esta técnica se empleó con el objeto de ubicar en forma rápida y sin alterar la muestra la frecuencia de resonancia del sistema muestra cabezal, dado que la excitación se hizo a muy bajos niveles de deformación. En esta etapa, si bien se trabajó en tiempo real, el análisis se hizo en el dominio de las frecuencias, ya que el analizador de señales Stanford Research Systems Modelo SR780 es capaz de calcular la Transformada de Fourier de la señal de entrada en forma instantánea. Posteriormente, se hacía un barrido en frecuencias fino alrededor de la frecuencia de resonancia encontrada con la técnica de ruido aleatorio. Esta vez, la respuesta se observó en el dominio del tiempo. De esta manera, se determinó la frecuencia de resonancia correspondiente a un nivel de deformación determinado.

4.3.2.3.2 Corte Torsional Estático Cíclico

El ensayo de corte torsional estático cíclico constituye otra vía de determinación del módulo de corte utilizando el mismo aparato de columna resonante pero de una manera diferente. En este caso se excita la muestra con un momento torsor que varía en forma armónica, manteniendo la frecuencia de la excitación constante durante la prueba. Las frecuencias utilizadas deben ser lo suficientemente bajas como para que los efectos de la inercia rotacional de la muestra sean despreciables. Generalmente, para poder considerar que el ensayo es estático, la frecuencia del esfuerzo excitador no debe superar los 2 Hz.

En esta prueba, se mide la curva de momento torsor versus rotación sufrida por la muestra. Esta curva puede transformarse a tensión – deformación mediante las ecuaciones 4.16 y 4.17. El torque (T) aplicado a la probeta de suelo es directamente proporcional al voltaje (V_{tT}) impuesto por un generador de señales a las bobinas del sistema excitador:

$$T = V_{tT} \cdot F_{SE}, \quad (\text{Ec. 4.34})$$

siendo F_{SE} el factor de calibración del sistema excitador.

La rotación angular sufrida por la probeta de suelo se calcula en base a la lectura de los proxímetros (ver apartado 4.3.2.2).

Una vez determinada la curva de tensión deformación del material, el módulo de corte (G) puede calcularse a partir de la pendiente de la recta que une los puntos extremos de un ciclo de histéresis como puede verse en la Figura 4.14.

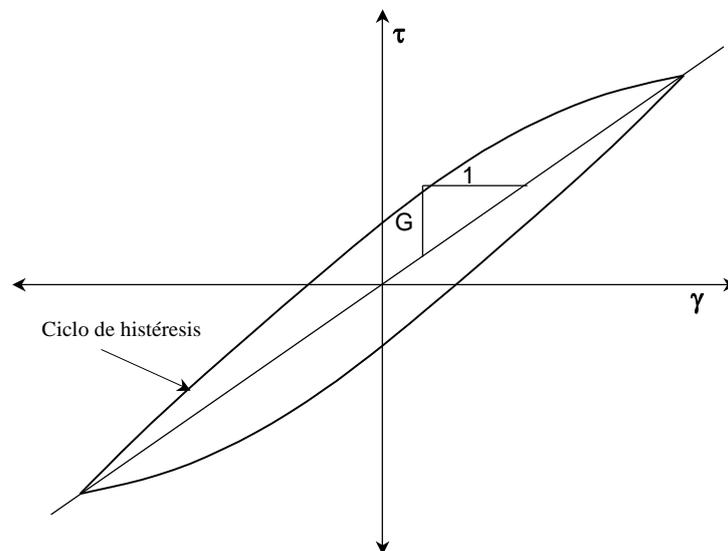


Figura 4.14: Ciclo de tensión de corte (τ) versus distorsión (γ) medida en un ensayo de corte torsional estático.

Comúnmente, en los ensayos de torsión cíclica se generan deformaciones de flexión indeseadas como consecuencia de ciertas imperfecciones presentes en la muestra (la

cabeza no es perfectamente horizontal, el material presenta heterogeneidades, etc.). Como consecuencia de este fenómeno, en este trabajo se utilizaron dos proxímetros con el objeto de promediar sus lecturas y de esta forma medir solo deformaciones torsionales. Desde el punto de vista mecánico, la generación de pequeñas deformaciones de flexión indeseadas en la muestra, no afecta al ensayo torsional, ya que la flexión y la torsión son fenómenos mecánicamente desacoplados.

4.3.2.4 *Análisis Multimodal*

La ecuación 4.25 puede ser aplicada únicamente cuando se excita en el primer modo torsional. Esto significa que el eje longitudinal de la muestra debe mantenerse perpendicular a la base de la misma, y que el cabezal superior rota armónicamente sin perder la posición horizontal. En la práctica esto no se cumple en forma estricta produciéndose desviaciones que hacen que se desarrollen modos transversales de vibración. Cascante y Santamarina (1997), computaron analíticamente las frecuencias de resonancia de los modos transversales, a partir de la resolución de la ecuación de vibraciones libres de una barra empotrada en la base con una masa adosada en el extremo libre. Para muestras largas o masas adosadas al extremo libre grandes respecto a la masa de la muestra, el modo predominante es el primer modo flexural, cuya deformada puede apreciarse en la Figura 4.15. En estos casos, la frecuencia de resonancia del modo de flexión puede obtenerse a partir de la aproximación de Rayleigh propuesta por Cascante (1996):

$$\omega_f^2 = \frac{6 \cdot E \cdot I_b}{L^3 \cdot \left[\frac{33}{70} \cdot m_t + 2 \cdot m + 6 \cdot m \cdot \frac{l_o}{L} + \frac{9}{2} \cdot m \cdot \left(\frac{l_o}{L} \right)^2 \right]}, \quad (\text{Ec. 4.35})$$

en la que ω_f es la frecuencia circular de resonancia en flexión, L es la longitud de la muestra, E es el módulo de Young del material, I_b es el momento de inercia respecto a un eje principal de la sección de la muestra de suelo, m_t y m son las masas de la muestra

y de la masa agregada respectivamente y l_0 es la distancia existente entre la cabeza de la muestra y el centro de gravedad de la masa agregada.

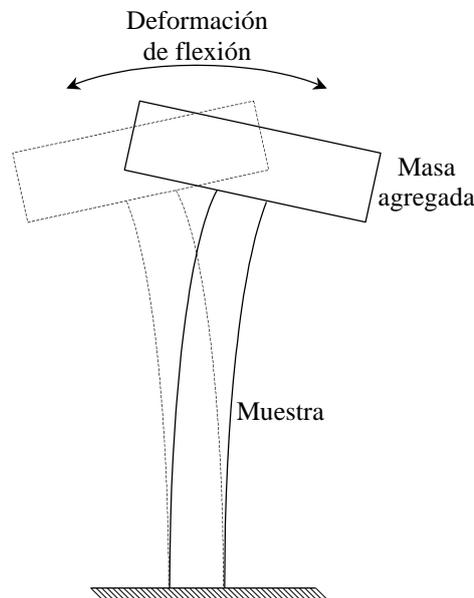


Figura 4.15: Deformación en el primer modo flexional de una muestra fija - libre muy larga con una masa agregada grande en el extremo superior.

Si la frecuencia de resonancia en flexión del sistema muestra – cabezal (ω_f) es determinada empíricamente (a través de un barrido en frecuencias por ejemplo), es posible calcular el módulo de Young (E) del material mediante la ecuación 4.35. Con el módulo de Young obtenido de esta manera y el módulo de Corte (G) calculado a través de la ecuación 4.28, es posible computar la relación de Poisson (ν) mediante la expresión derivada de la teoría de la elasticidad:

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{E}{G} - 1 \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Esta fórmula debe ser utilizada con gran cautela por un doble motivo. En primer lugar solamente es aplicable dentro del rango elástico del suelo (deformaciones inferiores a 10^{-5}). En segundo lugar, debido a la gran dependencia que el módulo muestra con respecto al nivel de deformación, la determinación de los módulos E y G debe ser realizada a los mismos niveles de deformación.

4.3.2.5 Medición del Amortiguamiento

En propagación de ondas, se entiende por atenuación al decrecimiento de la amplitud de una onda en el espacio. En los suelos las ondas mecánicas sufren tres tipos de atenuación o amortiguamiento (Wang 2001):

- la atenuación geométrica, debido al cambio de tamaño sufrido por el frente de onda.
- la atenuación aparente, debida a la transmisión parcial, difracción y dispersión.
- la atenuación propia del material, debida a la transformación de la energía que produce el movimiento en algún otro tipo de energía, generalmente en calor.

El amortiguamiento que se trata en este trabajo y al que se hará alusión de aquí en adelante, es el propio del material. El amortiguamiento material puede tener dos orígenes diferentes: histerético o viscoso. El amortiguamiento viscoso es causado por acoplamiento de la energía interna y por interacciones de los poros con fluido entre sí. Este tipo de pérdida de energía es dependiente de la frecuencia. El amortiguamiento histerético se origina en la fricción desarrollada entre los granos, y es por lo tanto dependiente del desplazamiento relativo entre granos. Ambas pérdidas se presentan en forma conjunta en el amortiguamiento medido. El amortiguamiento histerético puede medirse en ensayos realizados a baja frecuencia mientras que el amortiguamiento viscoso se mide en resonancia. No obstante, en resonancia pueden ocurrir también disipaciones de tipo friccional en la probeta, por lo que no es posible asegurar que el amortiguamiento medido de esta forma se deba únicamente a una disipación de tipo viscoso. Para evitar confusiones se utilizará el símbolo D para referirse al amortiguamiento viscoso y el símbolo λ para representar el amortiguamiento histerético.

Los métodos utilizados en este trabajo para medir ambos tipos de amortiguamiento y que se describen a continuación, asumen que el suelo es un material homogéneo, lineal y viscoelástico. Los métodos empleados fueron:

- Amortiguamiento viscoso

- Decaimiento en vibraciones libres
- Ancho del espectro de respuesta

- Amortiguamiento histerético
 - Área del ciclo de histéresis

Vale aclarar, que tanto λ como D son “relaciones” de amortiguamiento, ya que representan el cociente entre el coeficiente de amortiguamiento y el amortiguamiento crítico.

4.3.2.5.1 Decaimiento en Vibraciones Libres

Si se asume que la muestra de suelo ensayada en la columna resonante se comporta como un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, podemos calcular la relación de amortiguamiento D por medio del decremento logarítmico δ .

La metodología a aplicar consiste en hacer vibrar al sistema constituido por la muestra y el cabezal superior en su frecuencia de resonancia torsional. En estas condiciones se detiene la excitación en forma súbita dejando que el sistema vibre libremente. La curva de decaimiento en vibraciones libres se registra con algún dispositivo adecuado, para lo cual se puede usar el acelerómetro o los proxímetros indistintamente.

El decaimiento en vibraciones libres de un sistema de un grado de libertad está descrito por el decremento logarítmico δ . Este parámetro está definido como el cociente entre el logaritmo natural de dos amplitudes de deformación sucesivas:

$$\delta = \ln \frac{A_1}{A_2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot D}{\sqrt{1 - D^2}}, \quad (\text{Ec. 4.37})$$



en la que A_1 y A_2 representan a las amplitudes de dos picos sucesivos en la curva de vibraciones libres, δ es el decremento logarítmico y D la relación de amortiguamiento (ver Figura 4.16).

El decremento logarítmico puede calcularse también si se grafica la amplitud de los picos de la curva de decaimiento en vibraciones libres versus el número de ciclos. Si los puntos resultantes de esta gráfica se aproximan por mínimos cuadrados mediante una ecuación exponencial, el exponente de esta ecuación representa el valor de δ . El decremento logarítmico obtenido de esta manera resulta más representativo que el calculado mediante la ecuación 4.37 ya que involucra mayor cantidad de ciclos. En las Figuras 4.16 y 4.17 se ha representado a modo de ejemplo una curva de decaimiento en vibraciones libres medida en una muestra de loess inalterado, junto con su correspondiente aproximación exponencial. El exponente de la ecuación exponencial representa el parámetro δ .

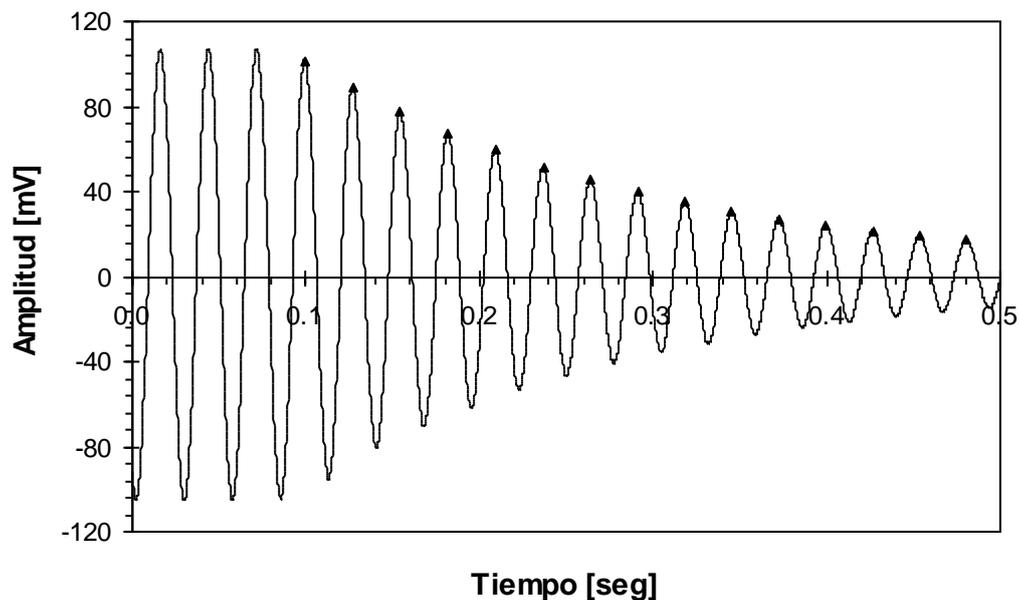


Figura 4.16: Curva de decaimiento en vibraciones libres medida en una muestra de loess inalterado con una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 .

Conocido el valor de δ , la relación de amortiguamiento puede despejarse de la ecuación 4.37 de la forma:



$$D = \sqrt{\frac{\delta^2}{4 \cdot \pi^2 + \delta^2}} \quad (\text{Ec. 4.38})$$

El principal inconveniente de este método es que no se conoce con precisión el nivel de deformación al que se hizo la medición de D . En este trabajo, se adoptó como nivel de deformación correspondiente a la relación de amortiguamiento medida, al nivel de distorsión producido durante las vibraciones forzadas en resonancia. En todos los casos, para calcular δ se tuvieron en cuenta por lo menos 10 ciclos de vibración.

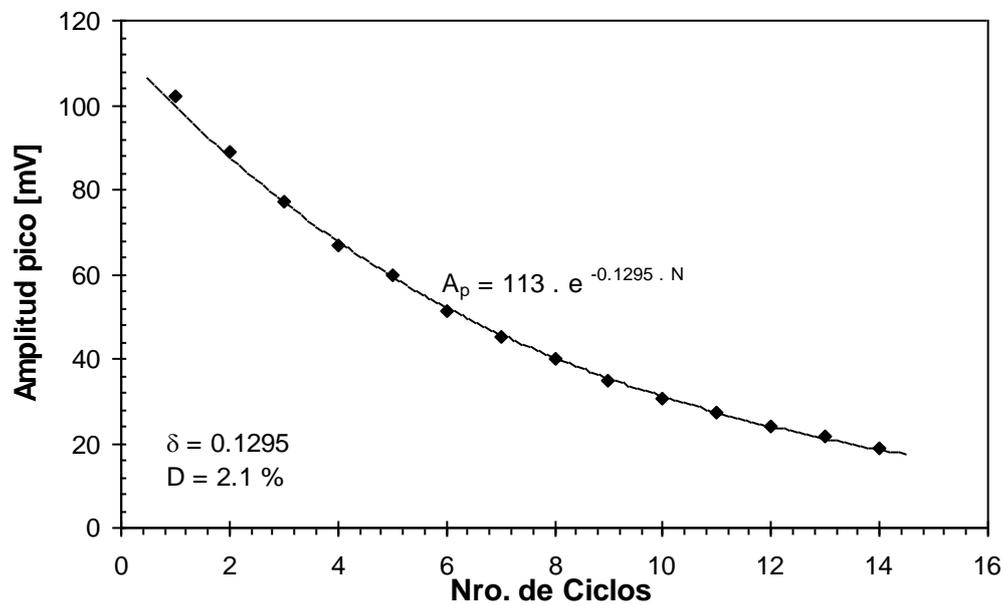


Figura 4.17: Curva de amplitud de los picos versus número de ciclos correspondiente a la curva de decaimiento representada en la Figura 4.16 y su correspondiente aproximación exponencial.

4.3.2.5.2 Ancho del Espectro de Respuesta

Otra forma de medir el amortiguamiento en la columna resonante es midiendo el ancho del espectro de respuesta alrededor de la frecuencia de resonancia de la probeta. De la respuesta en frecuencia del material el decremento logarítmico puede calcularse como:

$$\delta = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_r^2} \cdot \sqrt{\frac{A^2}{A_{\max}^2 - A^2}} \cdot \frac{\sqrt{1 - 2 \cdot D^2}}{1 - D^2}, \quad (\text{Ec. 4.39})$$

siendo D la relación de amortiguamiento, δ el decremento logarítmico, A_{\max} la amplitud correspondiente a la frecuencia de resonancia, A una amplitud inferior a A_{\max} pero próxima a la misma (se suele utilizar $A = 0.707 A_{\max}$), f_r la frecuencia de resonancia y f_1 y f_2 las frecuencias correspondientes a la amplitud A a ambos lados de la frecuencia de resonancia (ver Figura 4.18).

En los casos en que la relación de amortiguamiento es pequeña, inferior al 10 %, y si A se toma igual a 0.707 de A_{\max} la ecuación 4.39 puede simplificarse de la forma (Richart et al., 1970):

$$\delta = \pi \cdot \frac{f_2 - f_1}{f_r} \quad (\text{Ec. 4.40})$$

En este caso la relación de amortiguamiento resulta:

$$D = \frac{f_2 - f_1}{2 \cdot f_r} \quad (\text{Ec. 4.41})$$

En la Figura 4.18 se presenta el espectro de respuesta obtenido en una muestra de loess natural ensayada bajo una presión de confinamiento de 1.1 kg/cm². En la misma, se muestra la medición del amortiguamiento por este método. El espectro se obtuvo mediante un barrido en frecuencias.

Esta técnica resulta más apta que la de decaimiento en vibraciones libres para hacer mediciones a bajos niveles de deformación. Esto se debe a los inconvenientes que el ruido de fondo genera en las curvas de decaimiento en vibraciones libres cuando los niveles de deformación son muy bajos (menores a 10⁻⁵). Sin embargo a grandes deformaciones, se pierde la simetría en los espectros de respuesta por lo que el empleo de esta técnica puede conducir a la introducción de errores considerables (Kim 1991).

En la presente investigación, esta técnica se utilizó únicamente a los fines de verificar los resultados obtenidos mediante la técnica de decaimiento en vibraciones libres. El motivo de la elección de la metodología de vibraciones libres se explica en el apartado 4.3.2.5.4.

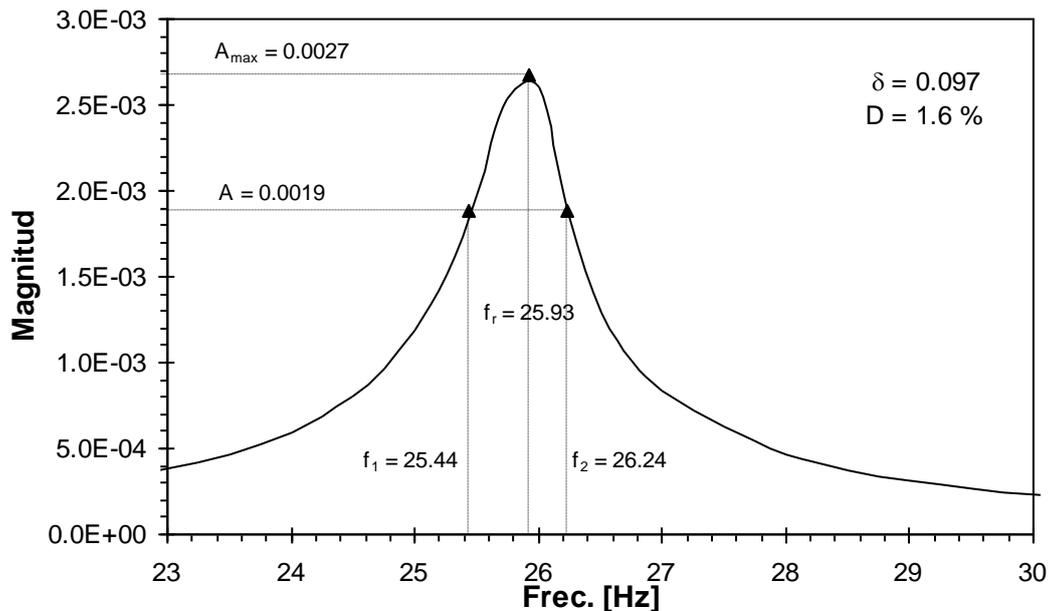


Figura 4.18: Medición del amortiguamiento en el espectro de respuesta de una muestra de loess inalterada con un confinamiento de 1.1 kg/cm^2 (excitación: barrido en frecuencias).

4.3.2.5.3 Amortiguamiento Histerético

La relación de amortiguamiento histerético λ , se mide por medio de un ensayo de corte torsional estático cíclico (Figura 4.19). Este parámetro se determina a partir de la relación existente entre la energía disipada y la energía elástica almacenada por la muestra durante un ciclo completo de tensión - deformación. La energía disipada (E_d) es igual al área del ciclo de histéresis, mientras que la energía elástica almacenada (E_a) se calcula como el área del triángulo formado por la recta que une los extremos del ciclo de histéresis, el eje horizontal y la vertical que pasa por el punto de máxima

deformación. La expresión utilizada para calcular la relación de amortiguamiento histerético (λ) es:

$$\lambda = \frac{E_d}{4 \cdot \pi \cdot E_e} \quad (\text{Ec. 4.42})$$

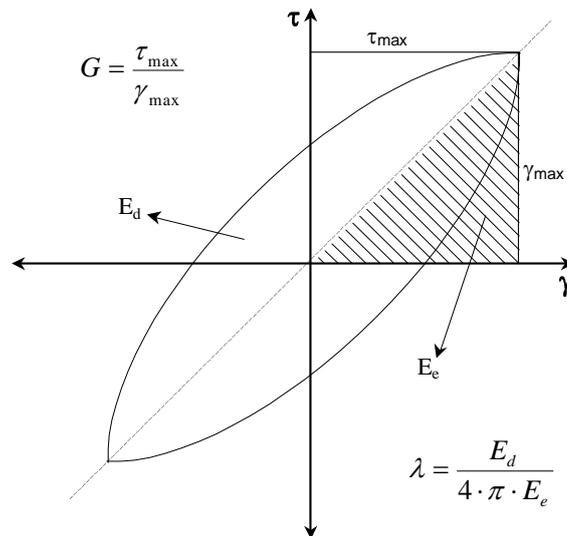


Figura 4.19: Determinación de la relación de amortiguamiento histerético (λ) a partir del ciclo de histéresis.

En los ensayos ejecutados en este trabajo, la carga varió en forma sinusoidal con el tiempo (pruebas a carga variable), motivo por el cual, la forma de los ciclos de histéresis medidos se aproximó a una elipse. En la Figura 4.20 se representa la variación con el tiempo típica de la excitación torsional y de la deformación impuesta a las muestras ensayadas en este trabajo.

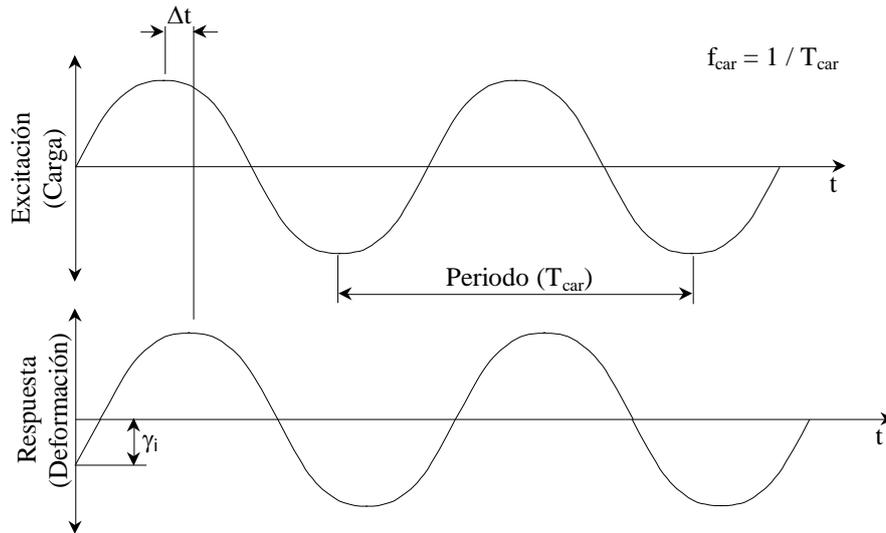


Figura 4.20: Variación con el tiempo de la excitación torsional impuesta a las muestras y la deformación sufrida por las mismas.

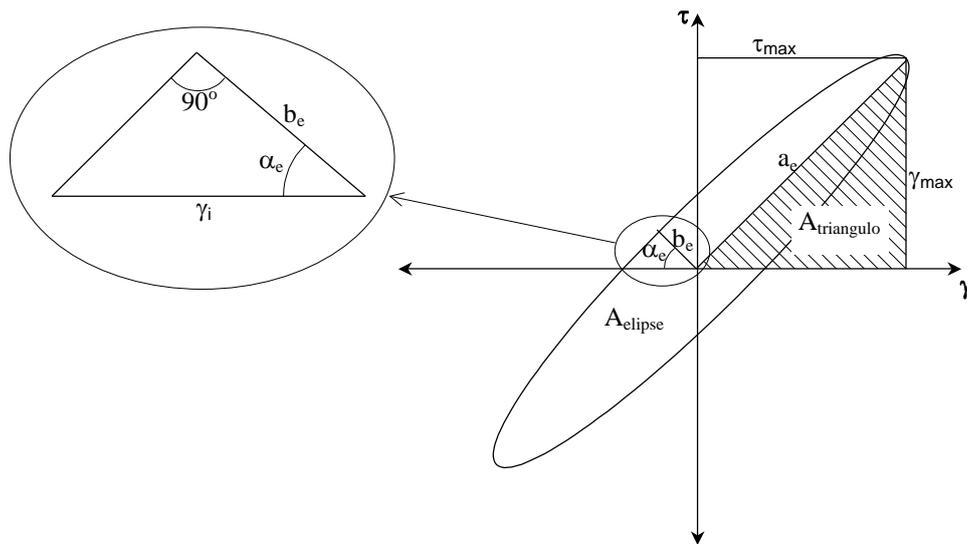


Figura 4.21: Ciclo de histéresis resultante de la aplicación de una carga sinusoidal a la muestra.

Se aprecia que, existe un desfase en tiempo entre la excitación y la respuesta, consecuencia de las pérdidas por amortiguamiento histerético. En estas condiciones, asumiendo una forma elíptica para el ciclo de histéresis, la energía disipada, representada por el área de la elipse (A_{elipse}) puede calcularse como (ver Figura 4.21):



$$A_{elipse} = E_d = \pi \cdot a_e \cdot b_e, \quad (\text{Ec. 4.43})$$

en la que a_e y b_e son respectivamente los radios mayor y menor de la elipse:

$$a_e = \sqrt{\tau_{max}^2 + \gamma_{max}^2}, \quad (\text{Ec. 4.44})$$

$$b_e = \gamma_i \cdot \cos \alpha_e, \quad (\text{Ec. 4.45})$$

γ_i es la deformación correspondiente a una tensión de corte nula (ver Figuras 4.20 y 4.21), la cual puede calcularse a partir de la frecuencia de carga (f_{car}) y el desfase en tiempo (Δt) medido entre las señales de excitación (carga) y respuesta (deformación):

$$\gamma_i = \gamma_{max} \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f_{car} \cdot \Delta t) \quad (\text{Ec. 4.46})$$

y el ángulo α_e es igual a:

$$\alpha_e = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} \right) \quad (\text{Ec. 4.47})$$

Combinado las ecuaciones 4.45 y 4.46, el radio menor de la elipse (b_e) puede expresarse como:

$$b_e = \gamma_{max} \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f_{car} \cdot \Delta t) \cdot \cos \alpha_e \quad (\text{Ec. 4.48})$$

La energía elástica almacenada durante un ciclo de histéresis es equivalente al área del triángulo rayado en la Figura 4.21, la cual puede calcularse a partir de la tensión y deformación máximas:

$$A_{triangulo} = E_e = \frac{\gamma_{max} \cdot \tau_{max}}{2} \quad (\text{Ec. 4.49})$$

Combinando las expresiones 4.43 a 4.49, la relación de amortiguamiento λ , resulta:

$$\lambda = \frac{A_{elipse}}{4 \cdot \pi \cdot A_{triangulo}} = \frac{\pi \cdot \sqrt{\tau_{max}^2 + \gamma_{max}^2} \cdot \gamma_{max} \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f_{car} \cdot \Delta t) \cdot \text{cos } \alpha_e}{4 \cdot \pi \cdot \frac{\gamma_{max} \cdot \tau_{max}}{2}}, \text{(Ec. 4.50)}$$

en la que haciendo todas las simplificaciones posibles y teniendo en cuenta que el ángulo α_e es igual a (ver Figura 4.21):

$$\text{cos } \alpha_e = \frac{\tau_{max}}{\sqrt{\tau_{max}^2 + \gamma_{max}^2}}, \text{(Ec. 4.51)}$$

se reduce a:

$$\lambda = \frac{1}{2} \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f_{car} \cdot \Delta t) \text{(Ec. 4.52)}$$

Esta expresión permite calcular el amortiguamiento asociado a un ciclo de histéresis de una manera muy sencilla. En la misma, solamente es necesario conocer la frecuencia del momento torsor impuesto a la muestra y el desfase en tiempo producido entre la carga y la deformación sufrida por la muestra, el cual puede determinarse directamente de la pantalla del dispositivo utilizado para leer las señales de excitación y respuesta.

4.3.2.5.4 Fuerza Opuesta al Movimiento

Al trabajar con la columna resonante es necesario conocer las limitaciones y desviaciones propias de la utilización de la misma. Uno de los errores más importantes en la determinación del amortiguamiento y que ha sido ignorado por muchos de autores, proviene de un efecto inherente a la fuente. La columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C., al igual que gran cantidad de columnas citadas en la literatura, es excitada por cuatro imanes que se desplazan dentro de dos bobinas cada uno, como puede apreciarse en la Figura 4.22. Al hacer circular corriente por las bobinas, se genera un campo magnético que produce el desplazamiento de los imanes. Los imanes son solidarios al cabezal superior y por lo tanto son los responsables del movimiento impuesto a la muestra ensayada. A su vez, el desplazamiento relativo entre los imanes y

las bobinas cambia el flujo magnético que pasa por los cables de las bobinas y desarrolla una fuerza que se opone al movimiento de los imanes. Esta contra excitación, introduce una impedancia compleja al sistema electromecánico formado por la columna y la muestra y genera errores en la medición del parámetro D .

Para corregir este efecto no deseado, se han propuesto diferentes técnicas. Entre ellas, vale mencionar a Kim (1991), quién se independizó de este problema restando a los valores de amortiguamiento (D) medidos, el amortiguamiento computado en una barra de calibración de aluminio la cual se asume que debería tener un D igual a cero; o Wang (2001), que presentó un delicado estudio del problema y propuso dos métodos para la corrección del mismo, uno fundado en un modelo electromecánico teórico y otro basado en un método de auto compensación.

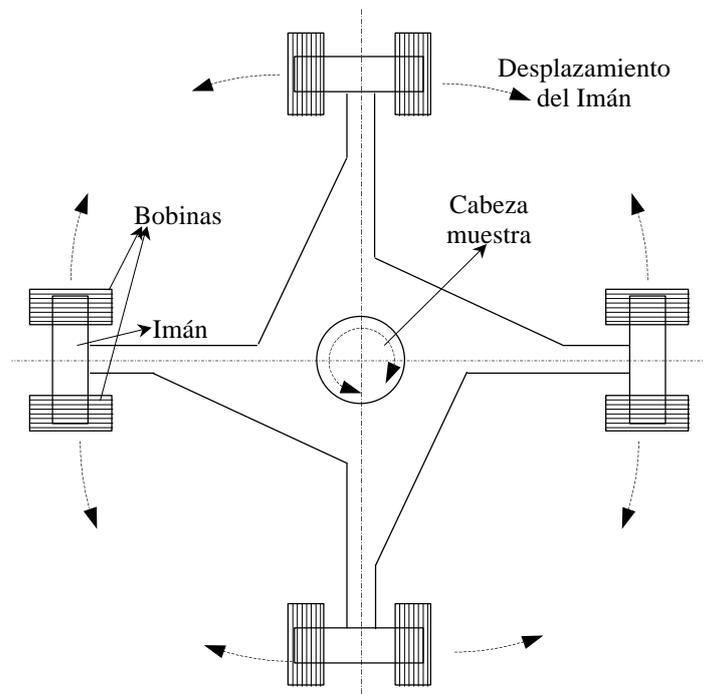


Figura 4.22: Esquema del sistema excitador de la columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C..

Wang (2001) hizo una predicción del error que puede introducirse en la medición del amortiguamiento por causa de este efecto, en una columna resonante muy semejante a la utilizada en esta investigación. Este autor, concluyó que el D inducido por este motivo decrece al aumentar la frecuencia de resonancia, siendo del orden del 1 % para frecuencias de resonancia próximas a 50 Hz.

La contra fuerza generada también afecta al valor de la frecuencia de resonancia medida, sin embargo la desviación introducida es muy pequeña y puede ser despreciada (Wang, 2001).

Aggour et al. (1988), realizaron una comparación entre los métodos de excitación con ruido aleatorio y mediante barrido en frecuencias con una excitación sinusoidal en la columna resonante. Estos autores concluyeron que el primer método conduce al cálculo de mayores amortiguamientos y menores módulos que el de barrido en frecuencias. La explicación de este fenómeno podría estar asociada a la generación de la contra fuerza explicada por Wang (2001).

En este trabajo el amortiguamiento fue medido por el método de decaimiento en vibraciones libres. Para aplicar esta metodología, la fuente excitatriz era interrumpida desconectando las bobinas del sistema excitador. De esta forma, las vibraciones libres registradas se desarrollaron con el circuito de las bobinas abierto y por lo tanto el efecto descrito no pudo haberse manifestado. Como consecuencia, los valores de amortiguamiento medidos son valores reales y no necesitan corrección alguna. El método del ancho del espectro de respuesta se utilizó en escasas oportunidades y solamente para control de los valores de amortiguamiento medidos en vibraciones libres.

4.3.2.6 *Calibración de la Columna Resonante*

La columna resonante funciona como un péndulo torsional, en el cual el sistema ubicado en la cabeza actúa como masa pendular, y la muestra de suelo como un resorte torsional. Para poder analizar el comportamiento del sistema y calcular la velocidad de propagación de ondas de la muestra ensayada, es necesario conocer el momento de inercia polar de la cabeza rotante (ver ecuación 4.25). La calibración de la columna resonante, es justamente el procedimiento a través del cual se determina la inercia polar de dicha cabeza.



La determinación del momento de inercia polar del cabezal superior de la columna resonante puede obtenerse bien en forma analítica, determinando el momento de inercia polar de cada parte componente por separado y luego sumándolos en forma adecuada, o bien por un procedimiento experimental. El primer método no es recomendable, ya que las partes que conforman el sistema son de geometría complicada y pequeños errores en la determinación de la misma podrían generar cálculos del momento de inercia de la cabeza erróneas. El segundo procedimiento, es el utilizado en este trabajo tal como lo recomienda el mismo fabricante (ver también Lodde, 1982), utilizando posteriormente el método analítico para corroborar el resultado obtenido.

Es aconsejable que la columna resonante sea recalibrada cada vez que se presuma un cambio en la inercia polar del cabezal. Es decir que cualquier reemplazo de piezas, o cambio que se realice sobre ella requerirá de una recalibración.

4.3.2.6.1 Equipo Requerido para la Calibración

Para realizar la calibración por medio del método experimental, debe disponerse del siguiente equipamiento:

- La columna resonante con todos los dispositivos periféricos necesarios para su utilización, los cuales fueron descritos en el apartado 4.3.2.1.
- Como mínimo una (preferentemente dos) barra metálica de calibración. Esta barra es un elemento de geometría conocida que se coloca en la posición de la muestra.
- Una o más, masas adicionales de momento de inercia polar conocido, las cuales se agregan al cabezal.

4.3.2.6.2 Procedimiento de Calibración

La calibración consiste en determinar la frecuencia de resonancia de dos sistemas. El primero, que resulta de utilizar la barra metálica de calibración como muestra y el segundo usando como muestra a la misma barra metálica pero agregándole la masa adicional al cabezal.



Los siguientes pasos describen el procedimiento:

1. Se ensambla la barra metálica de calibración en el lugar correspondiente a la muestra de suelo.
2. Se conectan los dispositivos periféricos a la columna resonante (generador de señales, acelerómetro, proxímetros, amplificador, analizador de señales, osciloscopio, etc.).
3. Una vez que todo está funcionando, se determina la frecuencia de resonancia del sistema (f_{rs}) de la misma manera descrita para las muestras de suelo. Si se posee un circuito eléctrico que provoque un cambio de fase de 90° en las señales de aceleración resulta muy práctico colocar el osciloscopio en el modo X-Y y variar la frecuencia de excitación hasta que el gráfico mostrado se convierta en una línea recta (fase de 0 grados). En resonancia el gráfico obtenido en el osciloscopio debería ser una circunferencia (90 grados de fase), pero como es más sencillo reconocer una línea que un círculo, el circuito inversor de fase provoca el cambio de -90 grados.
4. Se toman varias mediciones de f_{rs} las cuales se promedian para la determinación definitiva.
5. Se adiciona la masa y se repiten los pasos 3 y 4, obteniendo el valor de frecuencia de resonancia f_{rc} , que representa a la frecuencia de resonancia del sistema con la masa agregada.

El cálculo de la inercia polar de la masa del cabezal de la columna resonante se lleva a cabo despejándola del sistema de ecuaciones lineales siguiente:

$$(I_o + I_{bc}) \cdot \omega_{rs}^2 - K_{bc} = 0, \quad (\text{Ec. 4.53})$$



$$(I_o + I_{bc} + I_m) \cdot \omega_{rc}^2 - K_{bc} = 0, \quad (\text{Ec. 4.54})$$

en las que I_o es el momento de inercia polar del cabezal superior (valor incógnita), I_{bc} es el momento de inercia polar de la barra de calibración (valor conocido), I_m es el momento de inercia polar de la masa adicional (valor conocido), $\omega_{rs} = 2 \cdot \pi \cdot f_{rs}$ es la frecuencia angular de resonancia del sistema sin la masa agregada determinado experimentalmente, $\omega_{rc} = 2 \cdot \pi \cdot f_{rc}$ es la frecuencia angular de resonancia del sistema con la masa agregada determinado experimentalmente y K_{bc} es la rigidez torsional de la barra de calibración (valor incógnita).

En el sistema de ecuaciones formado por las ecuaciones 4.53 y 4.54 existen dos incógnitas. De la solución cerrada del sistema se determina:

$$I_o = \frac{(I_{bc} + I_m) \cdot \omega_{rc}^2 - I_{bc} \cdot \omega_{rs}^2}{\omega_{rs}^2 - \omega_{rc}^2}, \quad (\text{Ec. 4.55})$$

$$K_{bc} = \frac{I_m \cdot (\omega_{rs} \cdot \omega_{rc})^2}{\omega_{rs}^2 - \omega_{rc}^2} \quad (\text{Ec. 4.56})$$

Para una determinación más precisa de estos parámetros, es necesario realizar este procedimiento utilizando al menos dos barras de calibración de estructura distinta (distintos materiales, espesores, etc.) y con dos masas adicionales diferentes (distinto momento de inercia polar).

4.3.2.6.3 Resultados de la Calibración

La calibración se realizó con dos barras diferentes, una de aluminio denominada B1 y otra de acero denominada B2. Ambas barras fueron provistas por el fabricante. Los momentos de inercia polares (I_{bc}) de las barras fueron determinados a través de la medición de la geometría y los pesos de las mismas y resultaron de 146.5 gr.cm² y 147.7 gr.cm² respectivamente. Para el cálculo de los momentos de inercia de las barras

se consideró también la influencia de dos tornillos, utilizados para la fijación de las mismas al cabezal superior.

Como masas adicionales, se utilizaron un cilindro de aluminio denominado M1, una barra prismática de aluminio identificada como M2 y un cabezal inferior de acero denominado M3. Los momentos de inercia polares (I_m) de dichas piezas resultaron de 1615.9 gr.cm² (con dos tornillos), 2145.8 gr.cm² (con dos tornillos) y 18656.8 gr.cm² (sin tornillos) respectivamente.

Con estos datos y siguiendo el procedimiento antes enunciado, se llevaron a cabo cuatro calibraciones. La primera se ejecutó con la barra B1 y la masa M1, la segunda con la barra B1 y la masa M2, la tercera con la barra B2 y la masa M2 y la cuarta con la barra B2 y las masas M1 y M3 acopladas. En todos los casos se determinaron las frecuencias de resonancia del sistema con y sin las masas adicionales.

Con el objeto de verificar la influencia que el nivel de deformación impuesto a las barras ejerce en el resultado de la calibración, se llevó a cabo un barrido en amplitudes determinando las frecuencias de resonancia de las barras (con y sin la masa) para diferentes niveles de deformación, variando entre $2 \cdot 10^{-5}$ y $2 \cdot 10^{-4}$. En la Tabla 4.2 se presentan los resultados obtenidos. En dicha Tabla puede apreciarse que la disminución sufrida por las frecuencias de resonancia de las barras de calibración a medida que el nivel de deformación aumenta es muy pequeña, no superando en ningún caso el 1 % del valor correspondiente al mínimo nivel de deformación alcanzado. Esta observación confirma que el comportamiento del material constitutivo de las barras puede asumirse elástico. Para el cálculo del momento de inercia polar del cabezal superior y las rigideces de las barras se reemplazaron en las ecuaciones 4.55 y 4.56 los valores de f_{rs} y f_{rc} obtenidos al mismo nivel de deformación. De esta manera para cada calibración se obtuvo un valor de I_o y K_{bc} para cada nivel de deformación alcanzado. Puede observarse que la dispersión de los resultados obtenidos al variar las barras y las masas de calibración asimismo como el nivel de deformación impuesto a las barras en resonancia es pequeño, oscilando los valores de I_o en torno a un valor promedio de 27340 g.cm². Para las rigideces de las barras de calibración se adoptaron como definitivos los valores de 15.3 N.m para la barra B1 (de aluminio) y 44.6 N.m para la barra B2 (de acero).

A los fines de considerar la influencia del amortiguamiento de las barras en la calibración, las ecuaciones 4.53 y 4.54 se describieron de la siguiente manera:

$$(I_o + I_{bc}) \cdot \omega_{rs}^2 - K_{bc} \cdot (1 - D_{bs}^2) = 0, \quad (\text{Ec. 4.57})$$

$$(I_o + I_{bc} + I_m) \cdot \omega_{rc}^2 - K_{bc} \cdot (1 - D_{bc}^2) = 0, \quad (\text{Ec. 4.58})$$

en la que D_{bs} y D_{bc} representan a la relación de amortiguamiento de los sistemas barra - cabezal y barra - masa - cabezal respectivamente y todos los demás términos tienen el mismo significado que en las ecuaciones 4.53 y 4.54.

Tabla 4.2: Valores de las frecuencias de resonancia de los sistemas formados por las barras de calibración con y sin las masas agregadas (f_{rc} y f_{rs}) junto con los momentos de inercia del cabezal superior (I_o) y rigidez de las barras de calibración (K_{bc}) obtenidos en las cuatro calibraciones realizadas para tres niveles de deformación diferentes cada una.

Calibración	Barra	Masa	γ [10^{-4}]	f_{rs} [Hz]	f_{rc} [Hz]	I_o [g.cm ²]	K_{bc} [N.m]
1	B1	M1	0.2	11.88	11.55	27734	15.5
			1.1	11.81	11.48	27562	15.3
			2.0	11.80	11.47	27538	15.2
2	B1	M2	0.2	11.88	11.43	26579	14.9
			1.1	11.81	11.38	27722	15.4
			2.5	11.79	11.36	27672	15.3
3	B2	M2	0.1	20.28	19.53	27265	44.5
			0.7	20.23	19.49	27583	44.8
			1.7	20.20	19.45	27149	44.0
4	B2	M1 + M3	0.1	20.28	15.38	27296	44.6
			1.2	20.21	15.35	27478	44.6
			2.3	20.19	15.30	27184	44.0

De la solución del sistema de ecuaciones constituido por las ecuaciones 4.57 y 4.58 se obtiene:

$$I_o = \frac{(I_{bc} + I_m) \cdot \omega_{rc}^2 \cdot (1 - D_{bs}^2) - I_{bc} \cdot \omega_{rs}^2 \cdot (1 - D_{bc}^2)}{\omega_{rs}^2 \cdot (1 - D_{bc}^2) - \omega_{rc}^2 \cdot (1 - D_{bs}^2)}, \quad (\text{Ec. 4.59})$$

$$K_{bc} = \frac{I_m \cdot (\omega_{rs} \cdot \omega_{rc})^2}{\omega_{rs}^2 \cdot (1 - D_{bc}^2) - \omega_{rc}^2 \cdot (1 - D_{bs}^2)} \quad (\text{Ec. 4.60})$$

Mediante las ecuaciones 4.59 y 4.60 se repitió el proceso de calibración pero considerando el amortiguamiento de las barras. En este caso solamente se ejecutaron dos calibraciones, una con la barra B1 y la masa M2 y otra con la barra B2 y la masa M2. En la Tabla 4.3 se presentan los valores de las frecuencias de resonancia f_{rs} y f_{rc} junto con los amortiguamientos D_{bs} y D_{bc} y los valores del momento de inercia I_o y rigidez de las barras (K_{bc}) resultantes. Se observa que los valores de amortiguamiento medidos resultaron inferiores al 1 %, por lo que su influencia en los resultados obtenidos resultó nulo.

Tabla 4.3: Valores de las frecuencias de resonancia f_{rc} y f_{rs} , amortiguamientos con y sin la masa agregada (D_{bc} y D_{bs}), momentos de inercia del cabezal superior (I_o) y rigideces de las barras de calibración (K_{bc}) obtenidos en las dos calibraciones realizadas considerando el amortiguamiento para tres niveles de deformación diferentes cada una.

Calibración	Barra	Masa	γ [10^{-4}]	f_{rs} [Hz]	f_{rc} [Hz]	D_{bs} [%]	D_{bc} [%]	I_o [g.cm ²]	K_b [N.m]
1	B1	M2	0.2	11.88	11.43	0.15	0.16	26579	14.9
			1.1	11.81	11.38	0.16	0.18	27722	15.4
			2.5	11.79	11.36	0.19	0.21	27672	15.3
2	B2	M2	0.1	20.28	19.53	0.09	0.10	27264	44.5
			0.7	20.23	19.49	0.12	0.11	27583	44.8
			1.7	20.20	19.45	0.18	0.13	27149	44.0

A modo de corroborar el resultado obtenido, se desarmó el cabezal superior y se midieron y pesaron todos sus componentes (imanes, acelerómetro, contrapeso, tornillos de fijación y alma). Con estos datos se calculó analíticamente el momento de inercia del

cabezal superior (solo, sin tornillos) el cual resultó igual a 27520 gr.cm², valor muy próximo al obtenido mediante la calibración y que se adoptó como definitivo.

Para ensayar muestras de 70 mm de diámetro es necesario anexar al cabezal superior un cilindro (masa M1), cuyo momento de inercia polar es de 1650.4 gr.cm² (considerando el cabezal cilíndrico y los cuatro tornillos de fijación), el cual se deberá sumar al resultado antes obtenido. Para muestras de 35.5 mm de diámetro el cilindro a adicionar tiene un momento de inercia polar de 161.7 gr.cm² considerando los cuatro tornillos de fijación.

En caso de colocar el LVDT (ver Figura 4.8), es necesario sumar su momento de inercia que es de 1.2 gr.cm², valor que a los fines prácticos puede despreciarse.

Si se coloca el blanco para los proxímetros (Figura 4.8), deberá sumarse el momento de inercia polar del mismo, cuyo valor es de 135.0 gr.cm² considerando los dos tornillos utilizados para su fijación.

En la Tabla 4.4 se resumen los valores de los momentos de inercia polares del cabezal superior y de cada uno de los elementos que pueden adosarse al mismo.

Tabla 4.4: Momentos de inercia polares del cabezal superior y demás elementos que pueden adosarse al mismo.

Elemento	Momento de Inercia polar [g.cm ²]
Cabezal superior	27520
Cabezal para muestras de 70 mm de diámetro	1650
Cabezal para muestras de 35 mm de diámetro	162
LVDT	Despreciable
Blanco Proxímetros	135

4.3.2.7 Análisis de Sensibilidad

Para determinar la velocidad de propagación de ondas de corte y el módulo de corte dinámico mediante la columna resonante, es preciso aplicar ecuaciones en las que, entre los datos de entrada están el momento de inercia polar del cabezal superior y la frecuencia de resonancia en torsión del sistema constituido por la muestra y el cabezal. Como consecuencia, la precisión con que se determine la velocidad de ondas dependerá del grado de exactitud con que se hayan medido estos parámetros.

En esta sección se presenta un análisis del nivel de aproximación con el que se puede medir la velocidad de ondas en la columna resonante. Con tal objetivo, se estudió la incertidumbre involucrada en el cálculo del momento de inercia polar del cabezal superior (I_o) obtenido de la calibración. Asimismo, se cuantificó la aproximación con que es posible medir la frecuencia de resonancia (f_r) del sistema muestra – cabezal. Finalmente, el efecto de las indeterminaciones en los valores de I_o y f_r se trasladó a la velocidad de propagación de ondas y el módulo de corte medidos.

4.3.2.7.1 Precisión en el Momento de Inercia del Cabezal (I_o) y la Rigidez de las Barras (K_{bc})

El momento de inercia polar del cabezal superior (I_o) se obtiene en forma indirecta por medio del procedimiento de calibración de la columna resonante descrito en el apartado 4.3.2.6. Para cuantificar el grado de certidumbre con que se calcula dicho valor, se establecieron los límites de precisión con que pueden medirse las variables involucradas en la calibración, a saber:

- frecuencia de resonancia del sistema constituido por una barra de calibración y el cabezal superior (f_{rs})
- frecuencia de resonancia del sistema constituido por la misma barra de calibración, el cabezal superior y una masa agregada (f_{rc})
- momento de inercia polar de la barra de calibración (I_{bc})
- el momento de inercia polar de la masa agregada (I_m)

Una vez determinados los límites entre los que pueden fluctuar los valores de estas cuatro variables, se calculó la influencia de los mismos en la determinación del momento de inercia del cabezal (I_o) y la rigidez de las barras de calibración (K_{bc}). El análisis se realizó considerando la barra B2 de calibración y la masa M2. Se estudió también el efecto de utilizar barras de calibración con amortiguamiento. Una vez establecidos los rangos de variación de cada parámetro, los valores de I_o y K_{bc} se calcularon mediante las ecuaciones 4.59 y 4.60, en las que se varió el parámetro en estudio, manteniendo todos los demás factores intervinientes en un valor constante e igual al promedio obtenido en las mediciones. En la Tabla 4.5 se resumen los resultados obtenidos.

Tabla 4.5: Valores del momento de inercia polar del cabezal (I_o) y rigidez de la barra de calibración B2 (K_{bc}) obtenidos para los valores máximos y mínimos de los parámetros intervinientes en la calibración.

Parámetro	Rango de Variación		I_o resultante [g.cm ²]		K_{bc} resultante [N.m]		$\Delta I_o/I_o$ [%]	$\Delta K_{bc}/K_{bc}$ [%]
	Valor mínimo	Valor máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo		
f_{rs} [Hz]	20.275	20.285	27080	27452	44.2	44.8	± 1.4	± 1.3
f_{rc} [Hz]	19.525	19.535	27072	27459	44.2	44.8	± 1.4	± 1.4
I_{bc} [g.cm ²]	125	165	27247	27287	44.5	44.5	± 0.1	0
I_m [g.cm ²]	2100	2200	26679	27957	43.6	45.6	± 4.6	± 4.5
D_{bs} [%]	0	5	27265	27933	44.5	45.7	± 2.4	± 2.6
D_{bc} [%]	0	6.5						

Referencia: $\Delta I_o/I_o$: error porcentual en la determinación de I_o ; $\Delta K_{bc}/K_{bc}$: error porcentual en la determinación de K_{bc} . Para ver el significado de los parámetros referirse a las ecuaciones 4.57 y 4.58.

Los valores máximos y mínimos de las frecuencias de resonancia de la barra B2 (f_{rs}) y de la barra B2 con la masa M2 acoplada (f_{rc}), se establecieron en base a la precisión de los equipos de medición disponibles y de la experiencia de numerosas determinaciones realizadas. A su vez, los momentos de inercia polares de la barra de calibración B2 (I_{bc}) y de la masa agregada M2 (I_m), se obtuvieron mediante la medición de la geometría y el peso de las mismas. Los valores máximos y mínimos consignados para estos parámetros

en la Tabla 4.5, se establecieron en virtud de la precisión con que se realizaron estas mediciones. Debido a la configuración geométrica simple de la masa M2, el rango de incertidumbre en la determinación de su momento de inercia resultó notablemente menor que el correspondiente a la barra de calibración. Por último, en la Tabla 4.5 se analiza la influencia de utilizar barras de calibración con amortiguamientos considerables. En la calibración de la columna resonante presentada en el apartado 4.3.2.6, se midió la relación de amortiguamiento en las dos barras de calibración utilizadas (B1 y B2) tanto sin las masas adicionales (D_{bs}) como con las mismas (D_{bc}) para diferentes niveles de deformación. Se observó que en todos los casos, los valores de D_{bs} y D_{bc} no superaron el 0.2 %, motivo por el cual a los fines prácticos puede efectuarse la calibración sin tenerlos en consideración. No obstante, para tener una idea de cuán significativo puede resultar el efecto del amortiguamiento, en la Tabla 4.5 se considera la influencia de utilizar en la calibración materiales que sí posean coeficientes de amortiguamiento considerables (del orden del 5 %).

De los resultados presentados en la Tabla 4.5, puede apreciarse que el rango de incertidumbre existente en torno al valor de las frecuencias de resonancia f_{rs} y f_{rc} no se traduce en variaciones significativas en I_o y K_{bc} .

La rigidez de la barra de calibración (K_{bc}) no depende del valor del momento de inercia adoptado para la misma (I_{bc}), mientras que el momento de inercia polar del cabezal superior (I_o) muestra una dependencia casi nula de I_{bc} .

El factor que más influencia ejerce en los valores de I_o y K_{bc} es el momento de inercia de la masa agregada (I_m) y es por lo tanto en el que hay que llevar al mínimo posible el nivel de indeterminación.

La influencia de considerar el amortiguamiento de las barras de calibración es baja. Solamente para valores de amortiguamiento superiores al 5 % es aconsejable tenerlo en cuenta.

4.3.2.7.2 Precisión en la Velocidad de Ondas y en el Módulo Estático

El momento de inercia polar del cabezal superior de la columna resonante (I_o) es necesario para realizar el cálculo de la velocidad de propagación de ondas de corte y por ende del módulo máximo de las muestras ensayadas en resonancia (ver ecuación 4.25), mientras que la rigidez de las barras de calibración (K_{bc}) se utilizó en la determinación del factor de calibración del sistema excitador (F_{SE}) (ver Anexo A), dato que es necesario para llevar a cabo los ensayos de corte torsional cíclico (ver ecuación 4.34).

Con los análisis realizados en el punto 4.3.2.7.1 se pudo determinar el grado de certidumbre en la medición del momento de inercia polar del cabezal superior de la columna resonante y de la rigidez de las barras de calibración. Se observó que el valor de I_o varía entre 26700 y 28000 g.cm² y el valor de K_{bc} se encuentra comprendido entre 43.6 y 45.6 N.m. A su vez, se determinó que la variable de mayor influencia en la determinación de I_o y K_{bc} es el momento de inercia de la masa agregada (I_m), siempre y cuando este sea significativamente mayor a la de la barra de calibración (del orden de 10 veces mayor).

Dado que la relación entre la rigidez de las barras y F_{SE} es lineal (ver Anexo A), un error relativo de 5 % en la determinación de K_{bc} traerá aparejado un error del 5 % en la determinación del factor de calibración del sistema excitador, error que a su vez se transmite en forma directa al módulo elástico medido (ver apartado 4.3.2.3.2). Por lo tanto, el valor del módulo estático medido en un ensayo de corte torsional cíclico puede variar en un 5 %.

En el caso de la medición de la velocidad de ondas (V_s) y el módulo máximo (G_{max}), el error involucrado en la determinación, dependerá de la certidumbre con que se puedan establecer los valores de I_o y de la frecuencia de resonancia del sistema muestra cabezal (f_r) (ver ecuaciones 4.25 y 4.26). El rango de variación de I_o fue analizado en el apartado 4.3.2.7.1, mientras que la precisión con que puede determinarse la frecuencia de resonancia de una muestra de suelo dependerá de características tales como la homogeneidad del material, la calidad de tallado, la horizontalidad de las bases superior e inferior y el correcto acoplamiento entre la muestra y el cabezal superior. Para el caso de las muestras de loess inalterado ensayadas en este trabajo, las frecuencias de resonancia pudieron leerse con una precisión de ± 0.2 Hz.

Para cuantificar como se transmiten las incertidumbres en la determinación de I_o y f_r a la velocidad de ondas y el módulo máximo se calcularon los valores de V_s y G correspondientes mediante las ecuaciones 4.25 y 4.26. Los cálculos se realizaron asumiendo una muestra de radio ($R = 35 \text{ mm}$), altura ($H = 140 \text{ mm}$) y densidad ($\rho = 1.3 \text{ g/cm}^3$) constantes. Cuando se observó el efecto de f_r en V_s y G se adoptó un valor fijo para el momento de inercia del cabezal superior ($I_o = 29041 \text{ g.cm}^2$), en el cual se consideró la presencia del blanco de los próxímetros, LVDT y el cilindro que sirve de nexo entre el cabezal y la muestra. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Valores de la velocidad de onda (V_s) y el módulo de corte (G) obtenidos para los valores máximos y mínimos que pueden adoptar I_o y f_r .

Parámetro	Rango de Variación		V_s resultante [m/seg]		G resultante [kPa]		$\Delta V_s/V_s$ [%]	$\Delta G/G$ [%]
	Valor mínimo	Valor máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo		
I_o [g.cm ²]	26700	28000	135	138	237	25.6	± 2.2	± 7.4
f_r [Hz]	59.0	59.2	138.0	138.5	24.8	24.9	± 0.3	± 0.4

De los resultados presentados en la Tabla 4.6 puede concluirse que en la medida en que la frecuencia de resonancia en torsión de la muestra pueda medirse con un margen de error de 0.2 Hz o inferior, la incertidumbre en la determinación de la velocidad de ondas y el módulo máximo resultan despreciables. No ocurre lo mismo con el efecto de I_o , el cual es más importante en el módulo G que en la velocidad de onda, por ser el módulo una función de V_s al cuadrado (ver ecuación 2.11 del Capítulo 2).

El error involucrado en la medición de la velocidad de propagación de ondas de corte y en el módulo de corte con la columna utilizada son inferiores al 2.5 y 7.9 % respectivamente. De las fuentes de error posible, la proveniente de la indeterminación en el momento de inercia del cabezal superior es la más importante.

Debido a que un error del 5 % en la determinación de I_o resulta demasiado grande, resulta aconsejable repetir la calibración con distintas barras y masas con lo cual se disminuirá considerablemente el rango de incertidumbre.

Debe quedar claro, que el error al que se hace alusión, es debido puramente a factores propios del equipo utilizado y de ninguna manera se están teniendo en cuenta factores inherentes a la heterogeneidad o aleatoriedad de las propiedades del suelo ensayado.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 5

**MÓDULO DE CORTE
MÁXIMO EN MUESTRAS
DE LOESS INALTERADO
MEDIDO EN EL
EDÓMETRO**

CAPÍTULO 5

MÓDULO DE CORTE MÁXIMO EN MUESTRAS DE LOESS INALTERADO MEDIDO EN EL EDÓMETRO

5.1 INTRODUCCIÓN

En este Capítulo se presentan resultados experimentales que muestran la influencia de los niveles tensionales, contenido de humedad, estructuración y alteración en el módulo máximo en muestras de loess inalterado. A modo comparativo se presentan resultados en muestras de loess remoldeado. Los ensayos se realizaron en la celda edométrica modificada mediante la incorporación de cristales piezocerámicos descrita en el Capítulo 4. En base a los resultados obtenidos, se analizó el fenómeno de colapso a macro y microescala relacionando la compresibilidad correspondiente a grandes deformaciones con la rigidez obtenida para pequeñas deformaciones. Finalmente, se discuten los efectos de la alteración provocados por el remoldeo.

5.2 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

En este Capítulo se realizaron ensayos de compresión confinada con medición de velocidad de propagación de ondas en el edómetro modificado descrito en el Capítulo 4. Las muestras de loess fueron confeccionadas a partir de los panes de suelo extraídos de los campos de la Ciudad Universitaria detallados en el Capítulo 4.

Todas las probetas fueron preparadas dentro de aros edométricos del tipo anillo fijo. Dichos aros tenían una altura de 32.00 mm y un diámetro de 63.50. Las muestras inalteradas se prepararon por tallado a mano, mientras que las remoldeadas se obtuvieron por compactación dinámica. La compactación se realizó en tres capas, escarificando la superficie de cada capa previamente a la colocación de la capa

siguiente. La compactación se ejecutó de manera de obtener en las muestras remodeladas, la misma densidad seca que las muestras inalteradas.

Posterior al tallado o la compactación y previamente a la realización del ensayo, las muestras fueron sometidas a procesos de humedecimiento o secado con el objeto de llevar los contenidos de humedad a valores prefijados. Los procesos de secado consistieron en dejar las probetas secándose al aire durante periodos que variaron entre 2 y 48 horas, mientras que para aumentar los porcentajes de humedad, se rociaron las muestras con distintas cantidades de agua según la humedad buscada. En todos los casos, se verificó que el proceso de humedecimiento o secado se realizara a volumen constante.

Posteriormente a dichos procesos se colocó a las muestras dentro de bolsas de polietileno por periodos de entre 48 y 96 horas con el objeto de obtener una distribución uniforme del contenido de humedad.

Se prepararon dos grupos de muestras (ver Tabla 5.1). Las del primer grupo, denominadas M1, M2 y M3, fueron talladas a mano de tres panes diferentes, motivo por el cual, si bien el suelo era el mismo, presentaron diferentes densidades secas. Las muestras del segundo grupo, se obtuvieron todas del mismo pan. Este grupo constó de 8 probetas, 4 inalteradas obtenidas por tallado manual y cuatro remodeladas. Las cuatro muestras inalteradas (muestras M4 a M7) presentaron densidades secas muy próximas, con valores que variaron entre 1.25 y 1.28 g/cm³, al igual que las cuatro muestras remodeladas (muestras M8 a M11), cuyas densidades variaron entre 1.27 y 1.28 g/cm³. Las muestras remodeladas fueron preparadas por medio de compactación dinámica. La compactación se realizó dentro de los aros edométricos en los que fueron ensayadas. Previo a la compactación, el suelo fue desmenuzado, secado al aire durante una semana y posteriormente tamizado por el tamiz IRAM N° 40 (425µm) con el objeto de romper los grumos existentes. La compactación se ejecutó golpeando al suelo en forma manual con la ayuda de un pisón compactador de 650 g de peso. Los golpes se aplicaron con una fuerza aproximadamente constante, regulando el número de golpes por capa con el objeto de obtener una densidad seca lo más próxima posible a la de las muestras inalteradas. Para realizar la compactación se utilizó una humedad del 17.1 %, elegida en

forma arbitraria. En la Tabla 5.1 se presentan los parámetros iniciales de ensayo correspondientes a cada una de las muestras preparadas.

Tabla 5.1: Parámetros y condiciones iniciales de las muestras de loess ensayadas.

Muestra	Estado	γ_d [g/cm ³]	w%	S%
M1	Inalterada	1.28	3.6	9
M2	Inalterada	1.36	15.4	42
M3	Inalterada	1.32	28.2	73
M4	Inalterada	1.26	6.4	15
M5	Inalterada	1.28	15.9	39
M6	Inalterada	1.26	23.1	55
M7	Inalterada	1.25	39.8	93
M8	Compactada	1.28	5.3	13
M9	Compactada	1.28	15.5	38
M10	Compactada	1.27	30	72
M11	Compactada	1.28	38.3	94

Referencias: γ_d : densidad seca, w%: humedad al comenzar el ensayo, S%: grado de saturación al comenzar el ensayo.

5.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN CONFINADA

Con las muestras obtenidas en la manera descrita en el apartado 5.2, se llevaron a cabo ensayos de compresión confinada con medición de velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) en una celda edométrica modificada. Como señal excitatriz se utilizó un pulso cuadrado de 10 Voltios de amplitud (entre picos) y con una frecuencia de 15 Hz. Para la ejecución de los ensayos, se sometió a las muestras a saltos sucesivos de presión vertical, generando dentro de los aros edométricos estados de compresión confinada (estados k_o). A las muestras del primer grupo (muestras M1 a M3) se las sometió a carga, descarga y recarga, mientras que al resto de las muestras solamente se las ensayó en carga. Las secuencias de carga utilizadas se muestran en la Tabla 5.2.

/

Tabla 5.2: Secuencias de carga utilizadas en las muestras ensayadas en la celda edométrica modificada.

Muestras	Secuencias de presiones aplicadas [kg/cm ²]	
	M1 a M3	Carga
Descarga		2.16 – 1.10 – 0.55 – 0.13
Recarga		0.13 – 0.55 – 1.10 – 2.16 – 4.33
M4 a M11	Carga	0 – 0.13 – 0.28 – 0.41 – 0.52 – 0.80 – 1.09 – 1.64 – 2.19 – 3.26 – 4.33 – 6.44

En el segundo grupo de muestras (muestras M4 a M11) no siempre fue posible llegar hasta presiones de 6.44 kg/cm², debido a que a altos niveles tensionales, se producía en algunos casos la aparición de irregularidades en las señales capturadas, motivo por el cual se dificultaba la identificación de los arribos y por ende la determinación de la velocidad de propagación de ondas. Este fenómeno puede estar originado en las deformaciones permanentes inducidas en los bender elements a causa de las altas presiones aplicadas en la muestra de suelo. Como consecuencia, los ensayos realizados sobre las muestras M6 y M4 se detuvieron al concluir los saltos de carga de 2.19 kg/cm² y 3.26 kg/cm² respectivamente.

Durante cada incremento de presión se tomó lectura de las deformaciones verticales hasta que estas se hicieron despreciables. Dicha lectura se efectuó con la ayuda de flexímetros con una graduación mínima de 0.01 mm. Se observó que las deformaciones se producían en forma prácticamente instantánea, de manera tal que en muestras con contenidos de humedad inferiores al 20 % fueron suficientes para estabilizar las deformaciones, intervalos del orden de 8 minutos, mientras que en las muestras con porcentajes de humedad mayores, se hizo necesario en algunos casos esperar hasta 15 minutos. En la Figura 5.1 se pueden apreciar las curvas de variación de los asentamientos con el tiempo obtenidas en un ensayo tipo.

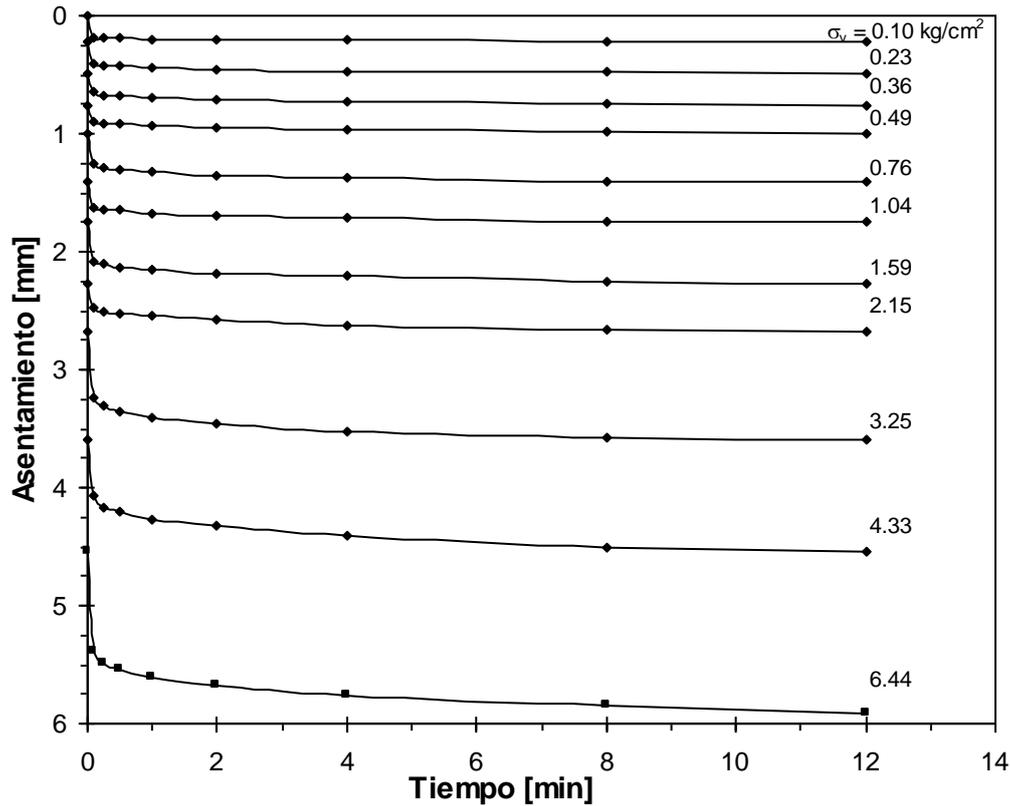


Figura 5.1: Variación de los asentamientos con el tiempo para diferentes presiones verticales (σ_v) obtenidas para la muestra M9.

Una vez que las deformaciones se estabilizaban, se esperaba lo suficiente para que el osciloscopio pudiera promediar 264 señales. Para la frecuencia de excitación utilizada (15 Hz), esto se alcanzaba en menos de 20 segundos. La señal promediada junto con la señal excitatriz se almacenaba en la PC para posterior análisis e identificación de los arribos de las ondas S. En la Figura 5.2, se ilustran todas las señales obtenidas a lo largo de la realización de uno de los ensayos, con la correspondiente identificación de los arribos de las ondas S (muestra M5). En esta figura puede apreciarse que a medida que la presión vertical aplicada sobre la muestra crece, los arribos de las ondas S se aproximan al origen de la escala de tiempo, lo que se traduce en un aumento de la velocidad de onda, mientras que durante las etapas de descarga los arribos se alejan al origen. En esta figura se presenta también la señal excitatriz generada en el bender element del cabezal inferior.

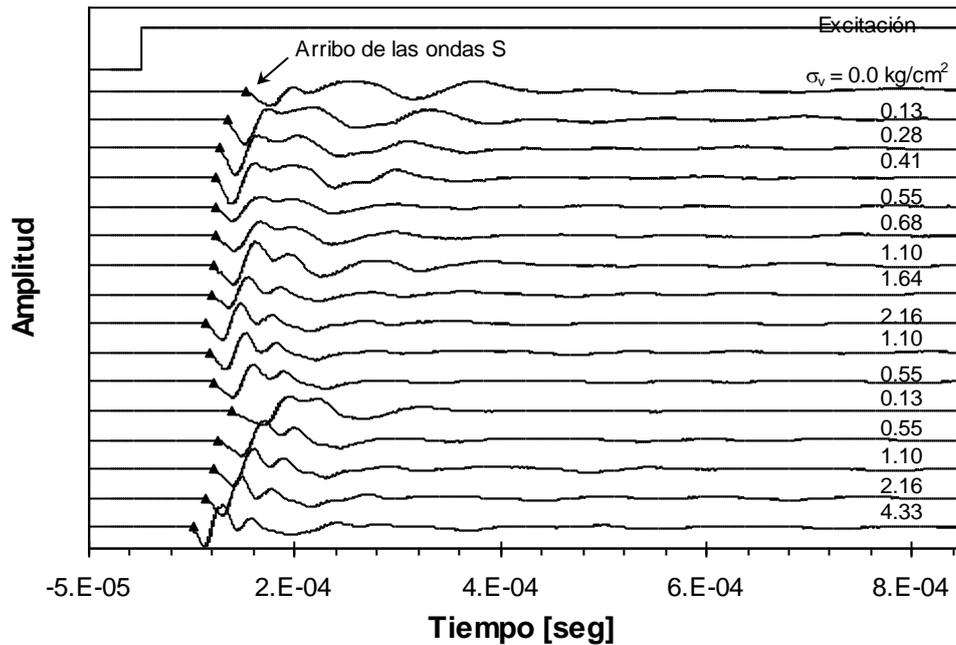


Figura 5.2: Señales obtenidas para diferentes presiones verticales (σ_v) en el ensayo realizado en el edómetro sobre la muestra M3 de loess inalterado.

Paso siguiente, con la diferencia en tiempo entre la señal emitida y el arribo de las ondas de corte de la señal recibida y con el valor de la deformación vertical correspondiente al final del salto de carga, se calcularon las velocidades de propagación de ondas S mediante la ecuación 4.6 enunciada en el Capítulo 4.

5.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.4.1 Muestras Inalteradas

5.4.1.1 Comportamiento Carga y Descarga

En la Figura 5.3 pueden apreciarse las curvas de compresibilidad obtenidas para las tres muestras inalteradas del grupo 1 (muestras M1, M2 y M3), las cuales fueron ensayadas con contenidos de humedad del 3.6, 15.4 y 28.2 %. En estas curvas puede apreciarse que las muestras fueron cargadas hasta una presión de 2.16 kg/cm², luego descargadas hasta una presión de 0.13 kg/cm² y finalmente recargadas hasta una presión vertical de 4.33 kg/cm². En esta gráfica queda evidenciado el papel clave que el contenido de

humedad juega en las características deformacionales del loess argentino. Puede notarse que a medida que el contenido de humedad crece, el suelo aumenta su compresibilidad.

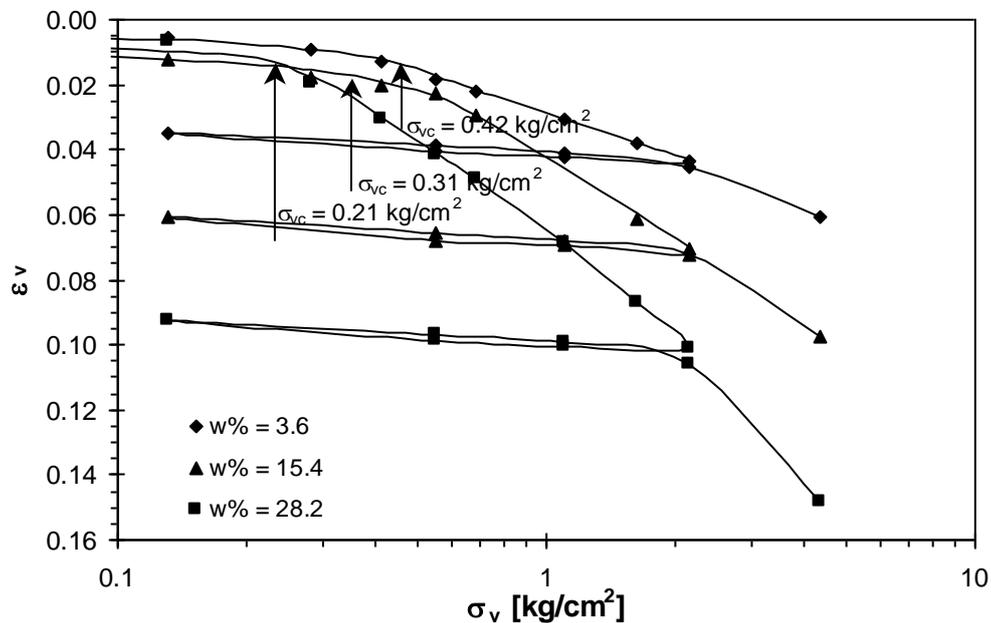


Figura 5.3: Variación de la deformación vertical (ϵ_v) con la presión vertical (σ_v) obtenida en las muestras M1, M2 y M3 de loess natural.

Referencias: σ_{vc} : presión de colapso, $w\%$: contenido de humedad al comenzar el ensayo.

En esta figura fue identificada la presión de colapso (σ_{vc}), a partir de la cual comienzan a generarse grandes deformaciones plásticas con pequeños incrementos en la presión vertical. Una interpretación de la misma para el caso del suelo analizado en este estudio puede ser encontrada en el trabajo de Reginatto y Ferrero (1973). Estos autores clasificaron el comportamiento del loess en función de la comparación entre los valores de la presión de colapso a humedad natural, la presión de colapso en condición saturada y la presión de tapada actuante en el suelo. La presión de colapso fue seleccionada como el punto de máxima curvatura en la gráfica de presión vertical (σ_v) versus deformación vertical (ϵ_v).

En la Figura 5.3, puede observarse que el valor de la presión de colapso disminuye al aumentar el contenido de humedad de las muestras ensayadas. Este fenómeno está relacionado con el aumento del grado de saturación en el suelo, el cual reduce las fuerzas de succión, debilita los agentes cementantes como las sales solubles y la

estructura del suelo resulta susceptible a ser destruida frente a la aplicación de cargas externas.

La Figura 5.3 muestra también la presencia de un quiebre en los tramos de recarga de las curvas presión deformación. El quiebre corresponde en las tres muestras analizadas a una presión de 2.16 kg/cm^2 , que es el valor máximo de presión al que se había sometido al suelo. Una vez que la estructura del material ha colapsado, se forma un nuevo material, en el cual el comportamiento en compresión confinada muestra un quiebre coincidente con la máxima presión a que el suelo ha sido sometido en las condiciones de humedad imperantes.

La Figura 5.4 muestra la variación de la velocidad de propagación de ondas S con la presión vertical en las muestras M1, M2 y M3. Puede notarse que en las tres muestras se produce un crecimiento abrupto de la velocidad de onda con la presión vertical en las primeras etapas de carga, después del cual la velocidad de ondas decrece. Al producirse la descarga, la velocidad de ondas resulta menor que la observada durante el tramo de carga. Lo mismo ocurre durante la recarga, tramo en el que se observa que el valor de V_s resulta inferior a los medidos durante la carga. Por otro lado, se aprecia que aún cuando las muestras no son idénticas ya que presentan leves diferencias en sus densidades, a medida que aumenta el contenido de humedad, la velocidad de ondas S decrece.

El crecimiento abrupto de la velocidad de ondas durante los primeros saltos de carga puede atribuirse en parte al aumento generado en las tensiones efectivas, el cual se desarrolla sin cambios en la estructura del suelo y en parte al cerramiento de microfisuras generadas en el muestreo y la manipulación durante el tallado. Posterior a este rápido incremento en la velocidad de ondas, se alcanza un pico, el cual está relacionado con la rotura producida en los vínculos entre partículas. Esta hipótesis, se confirma cuando se comparan los resultados de las etapas de carga con las de recarga, ya que en este último caso, no se aprecia el pico en la velocidad de ondas, consecuencia de que la estructura ya ha sido destruida durante la etapa de carga.

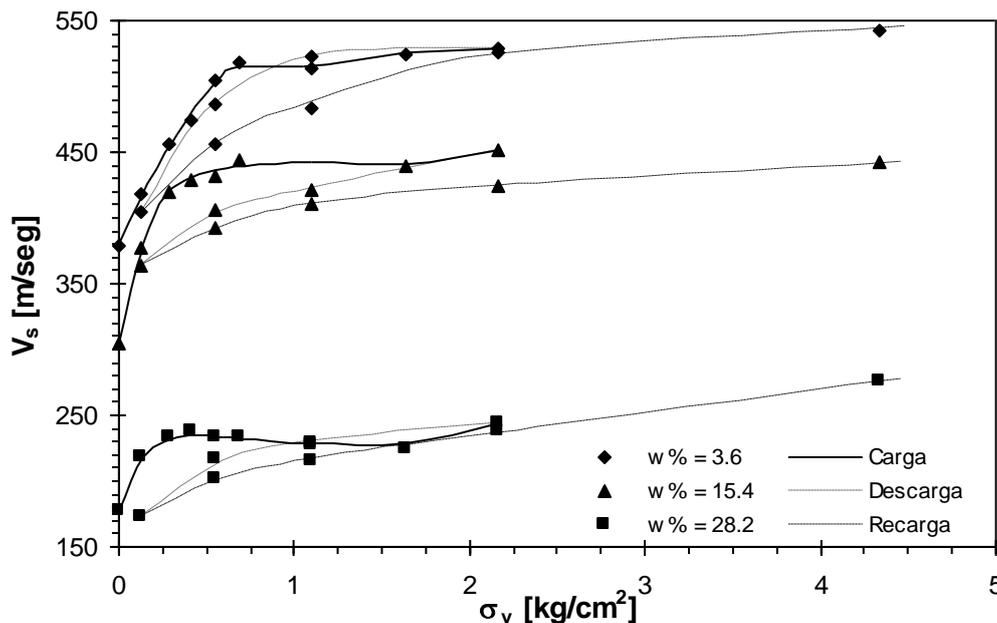


Figura 5.4: Variación de la velocidad de ondas S (V_s) con la presión vertical (σ_v) en las muestras de loess inalterado M1, M2 y M3.

Una vez que los vínculos empiezan a romperse, las velocidades de ondas decrecen como consecuencia de que las partículas sufren un reacomodamiento. Al reacomodarse las partículas, se constituye una nueva estructura, la cual presenta un mayor número de contactos entre granos de manera de poder equilibrar las cargas externas. En esta nueva estructura, las tensiones efectivas entre los granos resultan menores y los vínculos entre partículas son más débiles que en la estructura original. Los ciclos de descarga y recarga incrementan el número de vínculos rotos y por lo tanto la velocidad de propagación de ondas se reduce. En el caso de la muestra M1, con un contenido de humedad del 3.6 %, las fuerzas de succión son tan elevadas, que la estructura del suelo resulta poco afectada por los niveles tensionales utilizados en este estudio, como consecuencia el pico en la velocidad de propagación de ondas no es tan claro como en los otros casos.

Los resultados ponen en evidencia el efecto rigidizante que las fuerzas de succión ejercen sobre las uniones de puente de arcilla existentes entre las partículas de arena y limo. El efecto de la succión es tal, que puede ser asimilado al de una cementación aparente, la cual varía con el contenido de humedad. El efecto de la cementación debida a la presencia de sales (sobre todo las no solubles), puede observarse en el comportamiento de la muestra M3, con un porcentaje de humedad del 28.2 %. En esta

muestra, a pesar de que las fuerzas de succión resultan bajas, ya que el grado de saturación de la muestra es del 73 %, la rigidez residual del suelo es lo suficientemente elevada como para describir un pico en la velocidad de propagación de ondas a una carga moderada.

Los valores de V_s medidos y las tendencias observadas son similares a las reportadas por Rinaldi y Redolfi (1996) y Rinaldi et al. (1998) en muestras de loess inalterado.

5.4.1.2 Muestras de Igual Estructura

En las Figuras 5.5 y 5.6 se presenta la variación de la deformación vertical (ε_v) y de la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) con la presión vertical (σ_v) en las muestras M4 a M7 de loess inalterado con igual densidad seca y diferentes contenidos de humedad. Estas muestras fueron talladas a partir del mismo bloque por lo que la estructura inicial de las mismas puede considerarse idéntica.

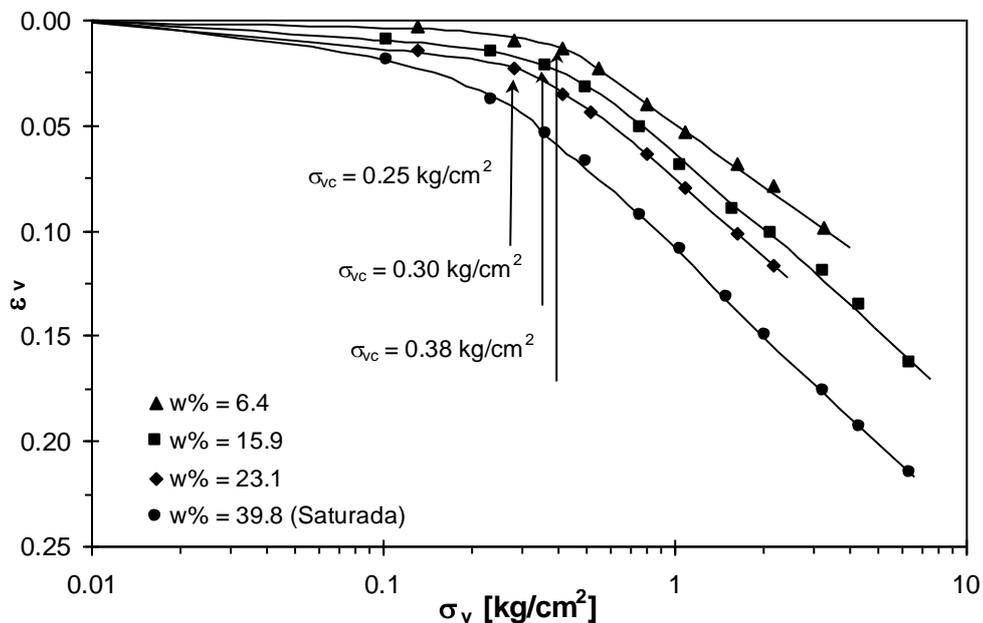


Figura 5.5: Variación de la presión vertical (σ_v) con la deformación vertical (ε_v) obtenida en muestras de loess inalterado (muestras M4 a M7) con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

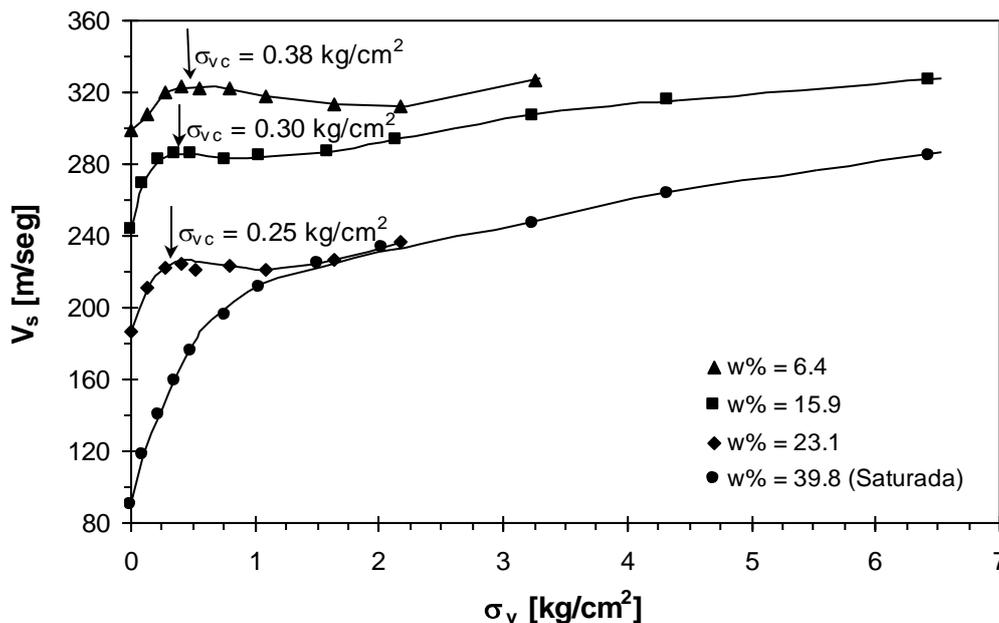


Figura 5.6: Variación de la velocidad de ondas S (V_s) con la presión vertical (σ_v) en muestras de loess inalterado (muestra M4 a M7) con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

En la Figura 5.5 se han identificado los puntos correspondientes a las presiones de colapso, determinadas como la intersección entre los dos tramos rectos de las curvas de compresibilidad. Por otro lado, en la Figura 5.6 se determinaron las presiones a las cuales la velocidad de ondas de corte presenta un pico. En la Tabla 5.3 se comparan los valores de σ_{vc} determinados en cada caso. Se advierte que existe una marcada coincidencia entre las presiones de colapso y las presiones a las que se desarrollan los picos en la velocidad de ondas de corte. Obsérvese que la muestra M7, ensayada en condición saturada, no presenta un quiebre bien definido en la curva de compresibilidad y coincidentemente tampoco presenta un pico en la velocidad de ondas. Estos resultados pueden explicarse a partir de la rotura de los vínculos entre partículas en el momento de alcanzar la fluencia del material. Cuando el material se satura, la rotura de los vínculos entre los granos se produce a niveles tensionales muy bajos (en algunos casos nulos) debido a la desaparición de las fuerzas de succión entre partículas. Por este motivo, las uniones de puente de arcilla se dispersan y pierden su rigidez. El colapso de la estructura interna del suelo se traduce por un lado, en un aumento en la tasa de asentamientos y por otro lado, en una disminución de la velocidad de onda y consecuentemente del módulo de corte máximo (G_{max}).

Tabla 5.3: Comparación entre los valores de la presión de colapso (σ_{vc}) determinados de la curva de compresibilidad y del pico en la velocidad de onda (V_s) en muestras de idéntica estructura y diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

Muestra	$w\%$	σ_{vc} [kg/cm ²]	
		Curva de compresibilidad	Pico en V_s
M4	6.4	0.25	0.25
M5	15.9	0.30	0.30
M6	23.1	0.38	0.38
M7	39.8	-	-

A su vez, se aprecia que la presión de colapso disminuye a medida que los contenidos de humedad aumentan, de la misma manera observada en la Figura 5.3. Puede verse también que la compresibilidad del suelo, manifestada por las pendientes de las curvas de presión deformación, aumenta levemente con los contenidos de humedad. Este comportamiento está asociado al hecho de que a bajos contenidos de humedad, la cementación a nivel de contacto entre partículas, las fuerzas de succión y las fuerzas de naturaleza eléctrica (generadas por la presencia de la doble capa difusa alrededor de las partículas de arcilla) contribuyen a la rigidez y resistencia de la estructura del suelo. A medida que los contenidos de humedad aumentan, estas fuerzas tienden a desvanecerse. Rinaldi et al. (1998), hicieron un estudio de la evolución de las fuerzas eléctricas y de succión al variar los porcentajes de humedad en suelos loésicos.

5.4.1.3 Velocidad de Onda y Colapso

El loess tiene todas las características de un suelo altamente compresible (Fedá, 1994 y Rao y Revanasiddappa, 2000):

- elevada relación de vacíos inicial
- estructura abierta
- uniones entre partículas débiles

- succión matricial suficientemente alta en estado semisaturado como para estabilizar las uniones entre granos
- porcentaje de humedad natural bajo
- mala graduación granulométrica
- partículas angulosas

La colapsabilidad de un suelo suele cuantificarse a través del coeficiente de colapso (δ_r). Este coeficiente se define como el cociente entre la deformación producida como consecuencia de la saturación del suelo (ΔL) a un determinado nivel tensional y la altura de la muestra previa a la saturación (L) para el mismo estado tensional. La expresión matemática correspondiente es:

$$\delta_r = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

en la que Δe y e_o representan a la variación de la relación de vacíos al producirse la saturación y la relación de vacíos previa a la saturación respectivamente.

El coeficiente de colapso correspondiente a una presión vertical determinada puede ser determinado a partir de un ensayo de doble edómetro por medio de la siguiente expresión:

$$\delta_r = \varepsilon_s - \varepsilon_{ns} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

en la que ε_s es la deformación sufrida por la muestra saturada a un determinado nivel tensional y ε_{ns} es la deformación sufrida por la muestra no saturada al mismo nivel tensional.

La relación entre la colapsabilidad y la estructura interna de los suelos ha sido discutida por Fedá (1994 y 2000). Cuanto más grande es el valor de δ_r , mayor es el colapso y por ende, mayor el cierre sufrido por los poros en la estructura del suelo para una presión dada. La Figura 5.7 muestra la variación del coeficiente de colapso con la presión vertical para las muestras parcialmente saturadas de la Figura 5.5 (muestras M4, M5 y

M6). En esta gráfica, se observa que el colapso producido en la estructura del suelo por la saturación de la muestra presenta saltos bruscos, similares a los deslizamientos repentinos producidos en sistemas friccionales cuando se alcanza la resistencia al corte. Se observa que en los primeros saltos de carga, la magnitud del colapso crece rápidamente, lo cual seguramente es consecuencia del cierre de los macroporos. La presión de colapso puede considerarse como el inicio del proceso de rotura de los vínculos entre partículas después del cual, se genera el colapso masivo.

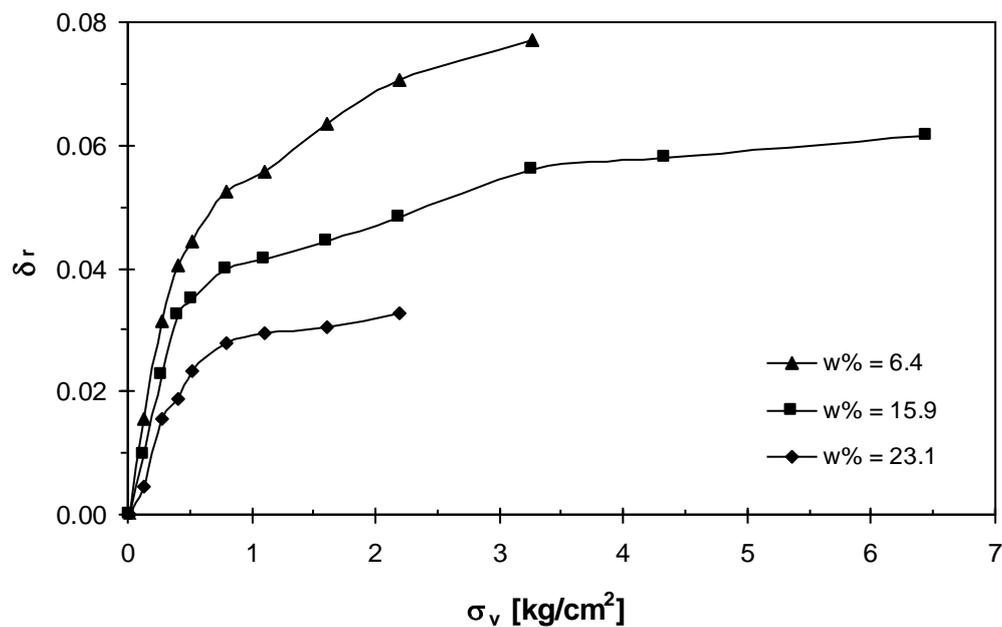


Figura 5.7: Variación del coeficiente de colapso (δ_r) con la presión vertical (σ_v) y el contenido de humedad ($w\%$) en loess muestras de loess natural (muestras M4, M5 y M6).

Si se observa detenidamente la Figura 5.6, pueden apreciarse las tendencias de la velocidad de ondas S en las mismas tres muestras de loess natural parcialmente saturado consideradas en la Figura 5.7 (muestras M4, M5 y M6). Puede observarse que las muestras analizadas exhiben un valor de V_s bastante significativo cuando el confinamiento es nulo. Este valor inicial de velocidad de onda, correspondiente a tensión vertical nula, crece a medida que el grado de saturación disminuye, por lo que se pone en evidencia que V_s es controlada por la succión y la cementación cuando la presión aplicada es baja. A medida que la carga aplicada crece, la velocidad de onda aumenta su valor hasta alcanzar un máximo, próximo a la presión de colapso. Superado

el pico en el valor de V_s y para altos valores de la carga aplicada, la variación de la velocidad de onda con la tensión en las muestras parcialmente saturadas, parece aproximarse asintóticamente a la respuesta del espécimen saturado. Esta tendencia, estaría sugiriendo que para altos niveles tensionales, el efecto de las cargas externas aplicadas se hace más relevante que los efectos de la succión y cementación.

5.4.1.4 Comportamiento Generalizado de la Velocidad de Onda en Loess Inalterado

Un esquema del comportamiento observado en la velocidad de propagación de ondas del loess no saturado ha sido representado en forma esquemática en la Figura 5.8. A bajos confinamientos, la rigidez está determinada por el grado de saturación, cuanto más alto es el grado de saturación, menor es la contribución de las fuerzas de succión a la rigidez de la estructura del suelo (Cho y Santamarian, 2001) y por ende menor la velocidad de onda. A bajos confinamientos, la rápida rigidización de las muestras al aumentar la carga externa refleja el cierre de las microfisuras y la manifestación de los primeros síntomas de colapso local, el cual es acompañado por un aumento en la tensión de contacto entre partículas. En esta etapa se acumula energía de deformación hasta alcanzar la presión de colapso, momento en el que se supera la resistencia al corte de las superficies de contacto entre partículas y se produce el colapso masivo de la estructura. Luego del pico en la velocidad de onda, el debilitamiento producido por la rotura de los vínculos entre partículas supera la rigidización producida por el aumento del número de contactos (número de coordinación). Una vez producido el colapso se crea una nueva estructura, en la cual, a altos niveles tensionales, la tasa de desvinculación entre partículas es baja y el comportamiento tiende a asimilarse al de un material granular no cementado, es decir la velocidad de onda crece monótonicamente con una velocidad de crecimiento que disminuye al aumentar la carga.

El comportamiento global descrito para las muestras de loess, se asemeja a los resultados reportados por Baig et al. (1997) y Fernández y Santamarina (2001) para suelos cementados. Estos autores notaron que:

- a bajos niveles tensionales y pequeñas deformaciones, la cementación rigidiza la estructura del suelo, lo que se traduce en un aumento de la velocidad de onda.

- cambios de tensión, generalmente se traducen en rotura de vínculos entre partículas lo que genera decaimientos en la velocidad de onda.
- a altos niveles tensionales, la rigidez del suelo es controlada por la tensiones externas aplicadas.

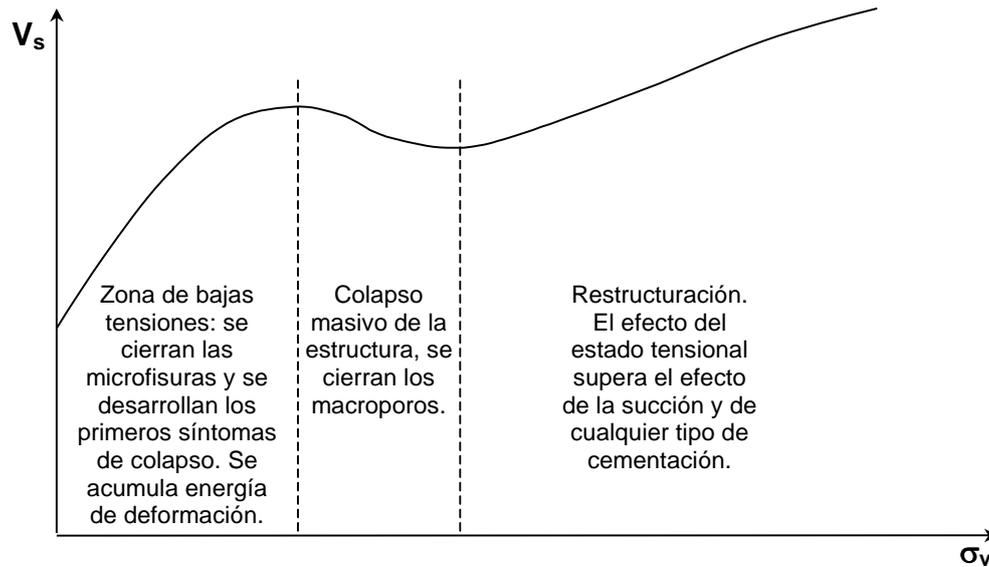


Figura 5.8: Esquema de la variación de la velocidad de ondas S (V_s) con la presión vertical (σ_v) en loess inalterado y semisaturado en estado de compresión confinada.

Estos resultados sugieren que la cementación y la saturación parcial tienen efectos similares en la rigidez correspondiente a pequeñas deformaciones (a fábrica constante) de los suelos. Por lo tanto, el comportamiento del loess puede ser analizado tanto considerándolo como un suelo cementado con la resistencia de los vínculos cementantes dependiente de los contenidos de humedad, como dentro del marco de la mecánica de los suelos no saturados.

5.4.1.5 Módulo de Corte Máximo

El módulo de corte máximo puede ser calculado a partir de la velocidad de propagación de ondas S y la densidad del suelo por medio de la ecuación 2.11 (Capítulo 2). En la

Figura 5.9 se representó la variación del módulo máximo determinado de esta manera con la presión vertical en las muestras M4 a M7. El pico notado en la velocidad de ondas se hace menos evidente al interpretar los datos en términos del módulo máximo. Esto es consecuencia del aumento producido en la densidad del material al ocurrir el colapso de la estructura. De esta manera, al ocurrir el colapso masivo, por un lado la velocidad de onda disminuye, pero por otro lado la densidad del material aumenta. Incluso se observa que la muestra saturada ($w\% = 39.8$) exhibe mayores valores de módulo a altos niveles tensionales que las no saturadas. El motivo de este comportamiento está en la mayor compresibilidad de la muestra saturada (ver Figura 5.5), lo cual se traduce en una mayor densificación del material al aumentar las cargas aplicadas y por lo tanto un mayor crecimiento de G_{max} (que es directamente proporcional a la densidad). Estas observaciones aparentemente explicarían los resultados contradictorios obtenidos por Hardcastle y Sharma (1998).

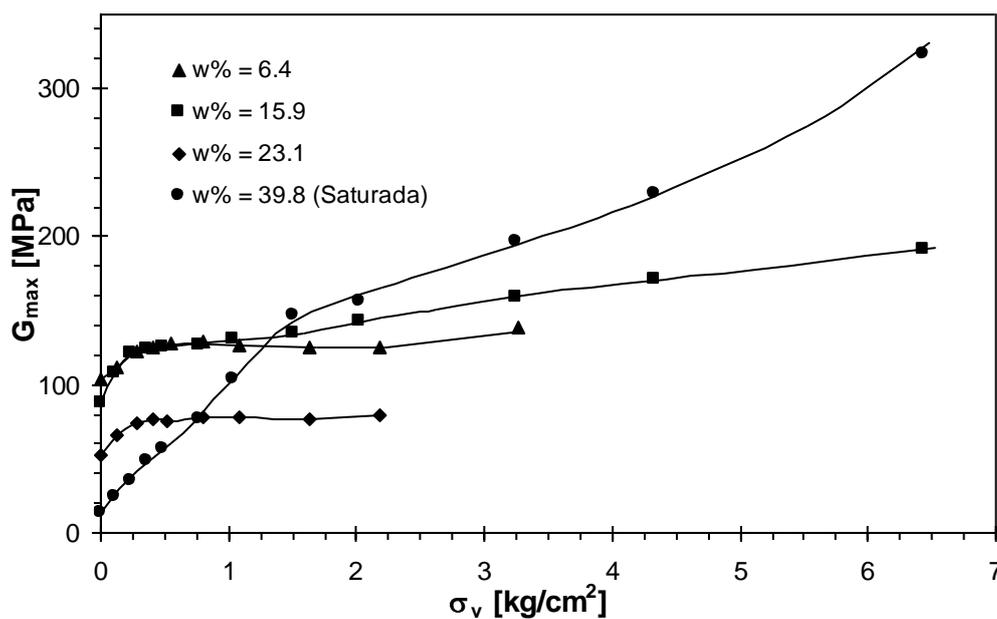


Figura 5.9: Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con la presión vertical (σ_v) en las muestras de loess inalterado con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

Los datos deben ser reinterpretados en términos de deformaciones. Existe un umbral de deformación a partir del cual se produce la decementación y/o la falla de los pequeños meniscos en los contactos. De esta manera, a medida que las deformaciones se

aproximan a este umbral, los efectos rigidizantes de la cementación y saturación parcial se van perdiendo gradualmente.

5.4.2 Muestras Remoldeadas

En las Figuras 5.10 y 5.11 se han representado los resultados obtenidos para las muestras de loess remoldeado (muestras M8 a M11). En la Figura 5.10 se aprecia como las curvas de variación de la presión vertical con la deformación vertical no presentan un quiebre bien definido y por lo tanto la presión de colapso (σ_{vc}) no puede ubicarse. Este fenómeno se traduce en la ausencia de picos en las curvas de variación de la velocidad de onda con la presión vertical. En estas gráficas puede también apreciarse la gran dependencia del comportamiento del loess remoldeado en el porcentaje de humedad de las muestras, en forma similar a lo descrito para muestras de loess inalterado. A medida que el contenido de agua aumenta, la compresibilidad del suelo se incrementa y la velocidad de onda disminuye. La explicación de este fenómeno está asociada al efecto que la succión ejerce sobre la presión entre granos, aumentando la presión efectiva de contacto entre los mismos a medida que las muestras pierden humedad.

En la Figura 5.11 se observa que las mediciones correspondientes a la muestra saturada ($w\% = 38.3$, muestra M11) se superponen con las de la muestra con una humedad del 30.0 % (muestra M10) para presiones superiores a 1 kg/cm^2 . Este fenómeno sería consecuencia de un doble efecto. Por un lado, en la muestra saturada, los incrementos de la velocidad de onda con la presión vertical total se producen a succión constante (nula), mientras que en la muestra no saturada la succión disminuye a medida que la presión vertical aumenta y en consecuencia, el grado de saturación crece durante la prueba. Como la velocidad de onda es función de la presión efectiva entre los granos, esto genera una mayor tasa de crecimiento de V_s con σ_v en la muestra saturada. Por otro lado, la muestra saturada sufre mayores asentamientos que la no saturada para iguales saltos de tensión, lo que se traduce en una mayor densificación del material contribuyendo a que el crecimiento de V_s con σ_v sea más acelerado. Lo mismo ocurre con las mediciones correspondientes a muestras de loess inalterado presentadas en la

Figura 5.6, en la que para presiones superiores a 2 kg/cm² la curva correspondiente a la muestra con $w\% = 23.1$ se superpone con la correspondiente a la saturada ($w\% = 39.8$).

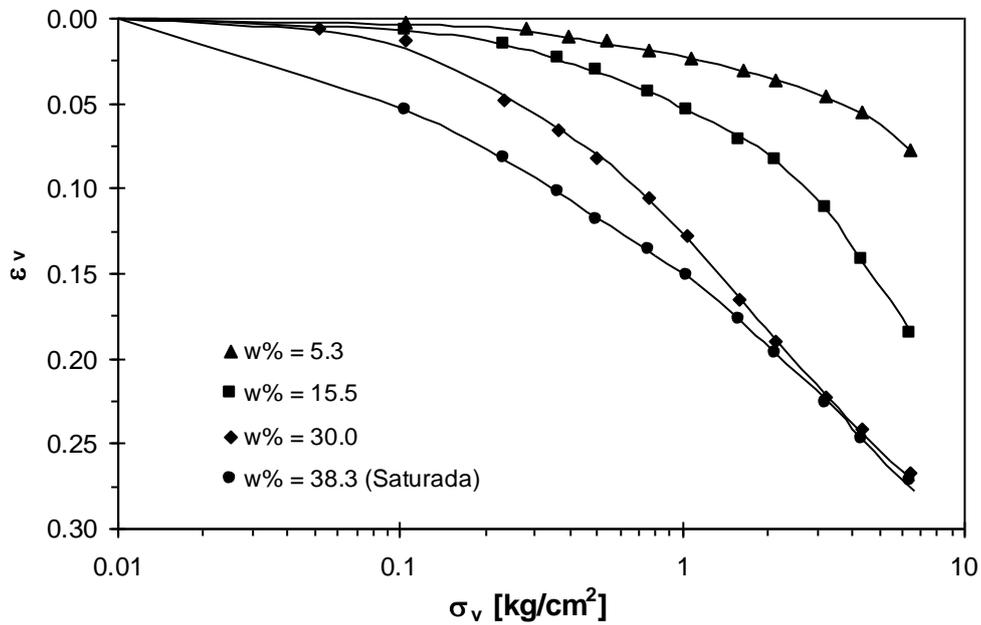


Figura 5.10: Curvas de presión vertical (σ_v) versus deformación vertical (ϵ_v) obtenidas en muestras de loess compactado ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

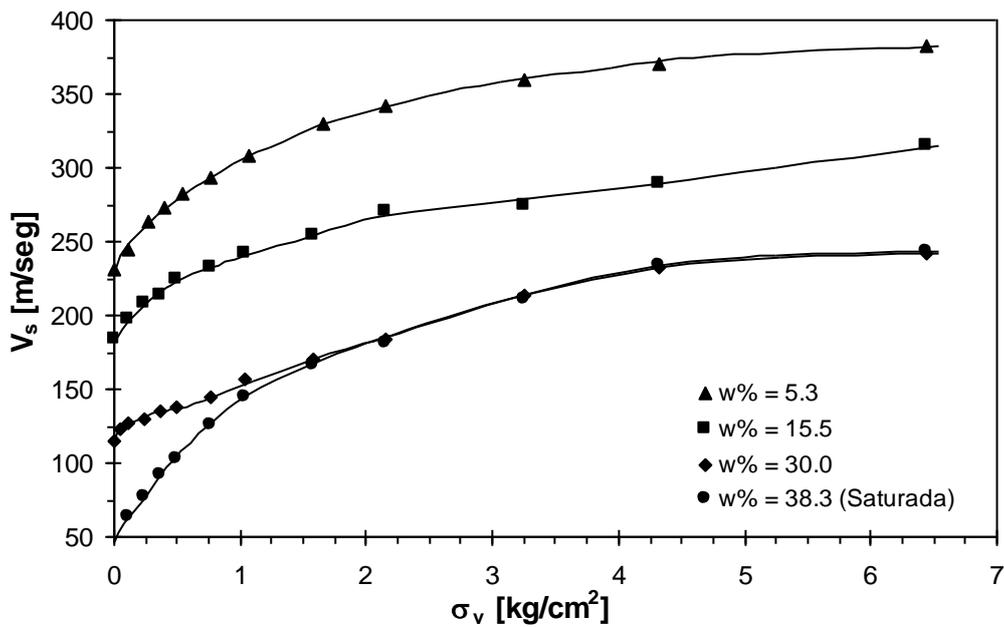


Figura 5.11: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión vertical (σ_v) en muestras de loess compactado ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

En las Figuras 5.12 a 5.15 se comparan las variaciones de la velocidad de ondas de corte con la presión vertical obtenidas en las muestras de loess inalteradas y remoldeadas con densidades y humedades similares.

En estas gráficas se observa que para contenidos de humedad semejantes, la velocidad de propagación de ondas en las muestras inalteradas es mayor que en las remoldeadas a la misma densidad. Solamente en la Figura 5.12 se aprecia que para presiones superiores a 1.2 kg/cm², la muestra compactada desarrolla velocidades superiores a la muestra de loess natural. Este comportamiento probablemente se debe a que la muestra remoldeada presenta un menor contenido de humedad que la inalterada. Estos resultados indicarían que durante el proceso de carga en el loess inalterado la rotura de los vínculos no es total (Redolfi, 1990). Por otro lado, el remoldeo de la muestra provoca la destrucción de los vínculos estables. También se observa que las diferencias entre las velocidades de onda en loess natural y compactado decrecen a medida que los contenidos de humedad se hacen menores. Los resultados actuales no permiten dar una explicación satisfactoria a este fenómeno.

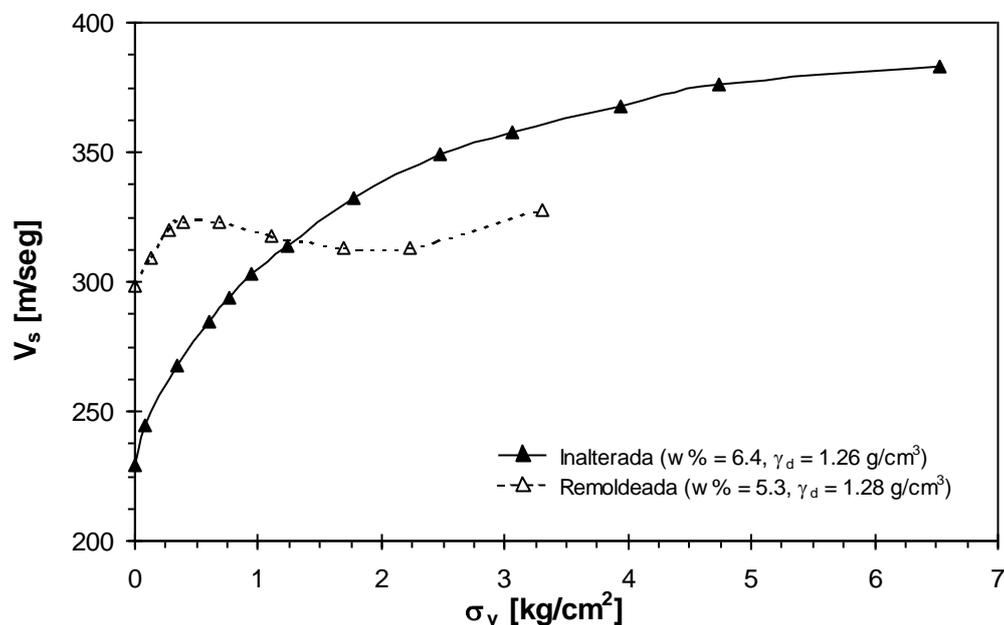


Figura 5.12: Comparación entre las velocidades de onda (V_s) de las muestras de loess inalterado (M4) y remoldeado (M8) a la misma densidad y ensayadas con contenidos de humedad ($w\%$) similares.

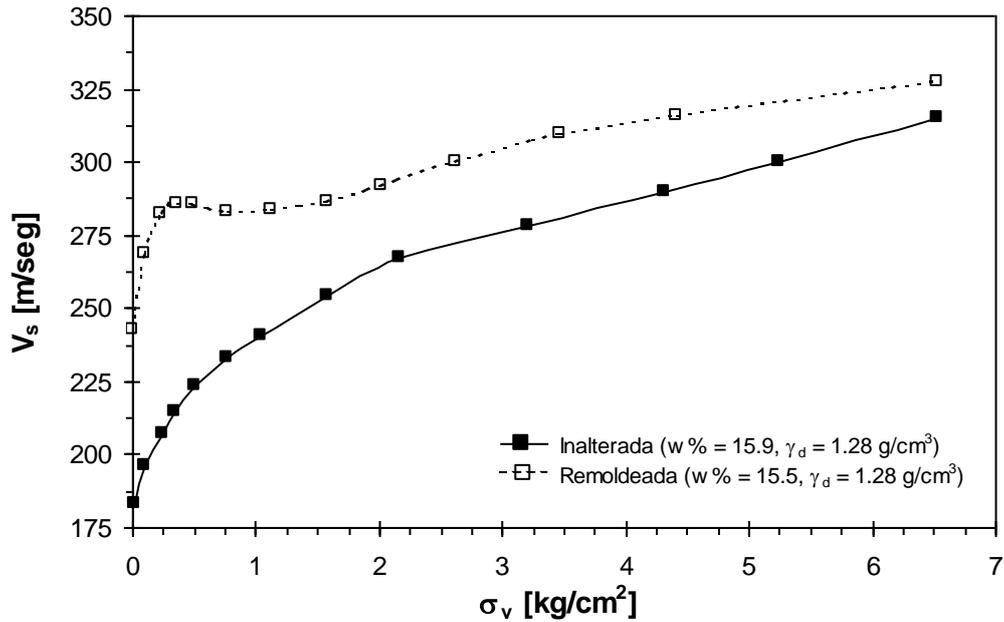


Figura 5.13: Comparación entre las velocidades de onda (V_s) de las muestras de loess inalterado (M5) y remoldeado (M9) a la misma densidad y ensayadas con contenidos de humedad ($w\%$) similares.

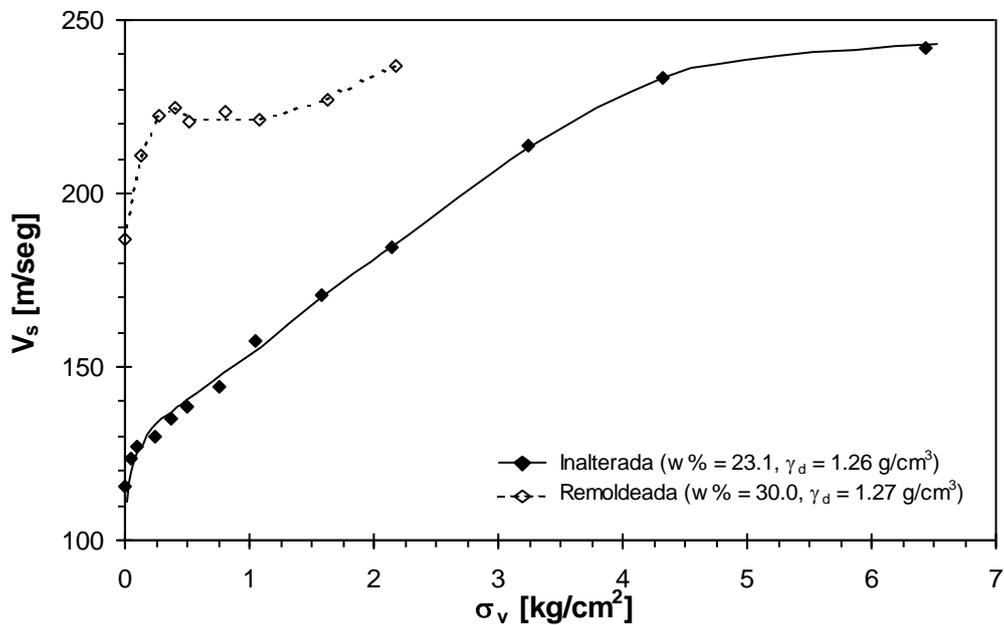


Figura 5.14: Comparación entre las velocidades de onda (V_s) de las muestras de loess inalterado (M6) y remoldeado (M10) a la misma densidad y ensayadas con contenidos de humedad ($w\%$) similares.

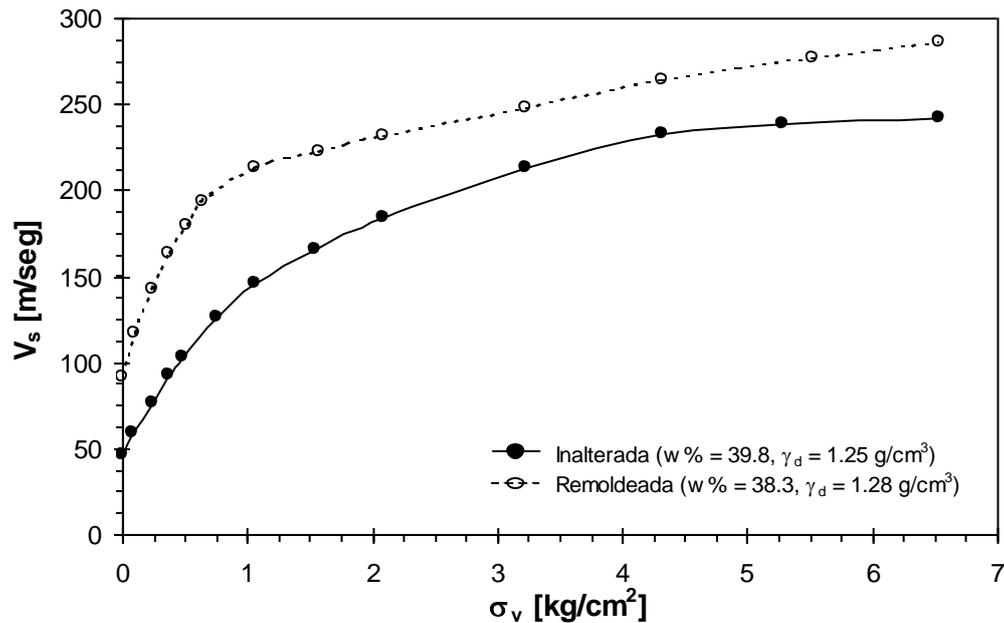


Figura 5.15: Comparación entre las velocidades de onda (V_s) de las muestras de loess inalterado (M7) y remoldeado (M11) a la misma densidad y ensayadas con contenidos de humedad ($w\%$) similares.

5.4.2.1 Efectos del Muestreo y Remoldeo

El muestreo y el remoldeo generan siempre una pérdida de rigidez en el material. El nivel de alteración provocado durante el muestreo de suelos loésicos varía con el grado de cementación, el contenido de humedad y el estado tensional in situ. En general, las muestras que han sufrido algún tipo de alteración durante el muestreo exhibirán menores velocidades de onda en el laboratorio que en el campo. Lo que se presenta en este Capítulo es el caso más severo de alteración posible, que consiste en disgregar totalmente el material y tamizarlo a través del tamiz IRAM N°40. Este procedimiento definitivamente destruye la macroestructura del material, aunque es posible que los agregados de partículas inferiores a 0.425 mm, que es la abertura del tamiz, se mantengan intactos.

A elevados valores de confinamiento, la velocidad de onda y consecuentemente el módulo máximo, tanto en loess natural como remoldeado, son controlados por la presión aplicada y tienden a un valor similar. A bajos confinamientos, la velocidad de

onda de corte de los especímenes inalterados llega a ser hasta dos veces la de los remodelados. Esta caída en V_s es indicativa del efecto potencial de la alteración que pueden sufrir las muestras durante su extracción. A su vez, es necesario tener en cuenta que la muestra que aquí es considerada inalterada, no lo es en un sentido estricto, ya que fue extraída de su lugar de origen y sometida a tallado. Esto revelaría que la velocidad de onda medida en campo podría resultar mayor al doble de la medida en el laboratorio.

5.4.3 Modelación

Como fuera descrito en el Capítulo 2, la relación entre el módulo de corte máximo (G_{max}) y la presión efectiva media (σ'_m) es asumida para distintos tipos de suelos como potencial (ecuación 2.12 del Capítulo 2). Teniendo en cuenta que la velocidad de onda y el módulo máximo se relacionan a través de la expresión 2.11, la expresión 2.12 puede describirse de la forma:

$$V_s = C_s \cdot \sigma'_m{}^{n/2}, \quad (\text{Ec. 5.3})$$

en la que el producto $C \cdot f(e)$ de la ecuación 2.12 se ha reemplazado por la constante C_s .

Para el caso de las muestras de loess inalterado semisaturadas analizadas (muestras M1 a M6), puede notarse que no es posible ajustar la variación de V_s con σ_v por medio de la ecuación 5.3, y en general no resulta viable hacer el ajuste por medio de ningún modelo matemático simple debido a la presencia del pico correspondiente al colapso. A lo sumo se pueden admitir ajustes parciales para un rango de presiones mayores a las correspondientes al colapso. Resultaría conveniente considerar una nueva expresión que tenga en cuenta el efecto de la cementación aparente debida a la succión y de la cementación real debida a la presencia de sales, especialmente a bajos niveles tensionales y durante los primeros ciclos de carga.

En las Figuras 5.5 y 5.6 se han graficado los resultados obtenidos para la muestra de loess inalterada y saturada (muestra M7). En este caso, la velocidad de ondas no presenta picos y a su vez muestra valores inferiores a los de las muestras semisaturadas.

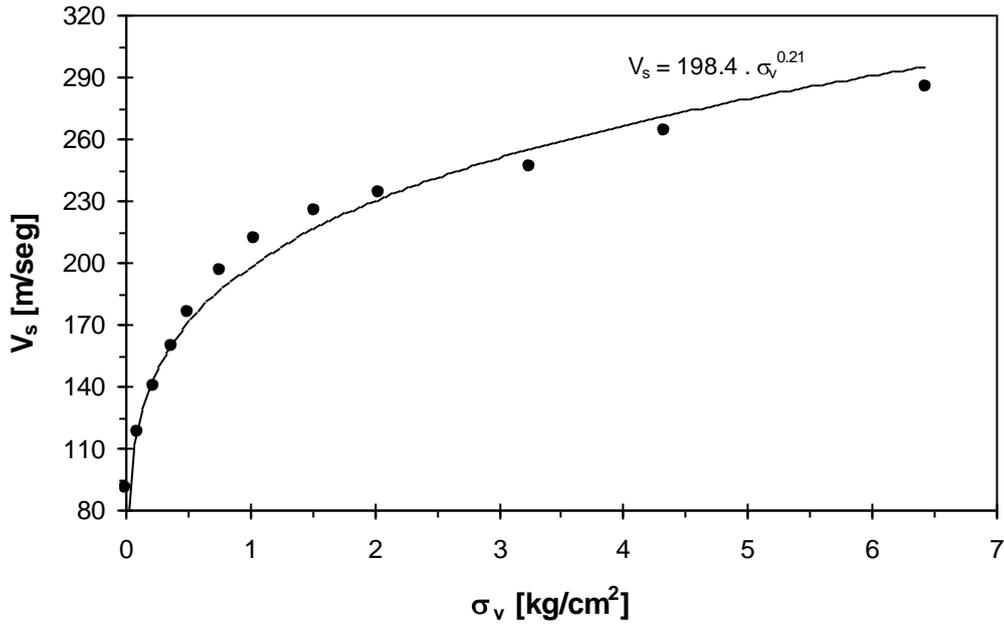


Figura 5.16: Ajuste de la ecuación 5.3 a la variación de la velocidad de ondas S (V_s) con la presión vertical (σ_v) en loess inalterado en condición saturada (muestra M7).

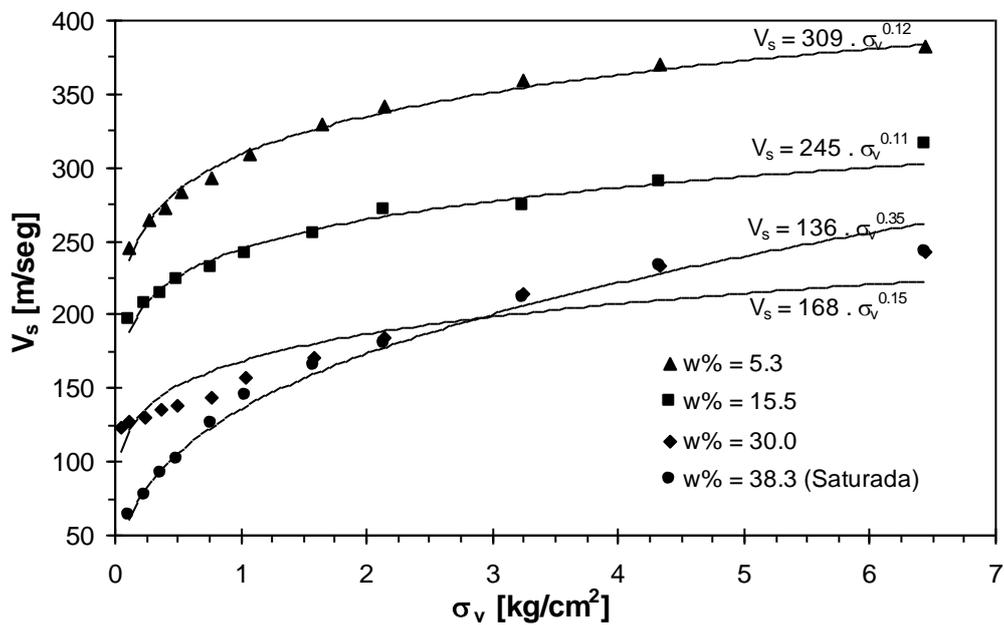


Figura 5.17: Ajuste de la ecuación 5.3 a la variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión vertical (σ_v) en muestras de loess compactado ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

En la Figura 5.16 se presenta el ajuste de la ecuación 5.3 a las mediciones correspondientes a la muestra M7. Puede apreciarse que el ajuste de la función potencial es en este caso bueno.

En la Figura 5.17 se han aproximado las mediciones correspondientes a las muestras remodeladas mediante la ecuación 5.3. Puede verse que la ecuación potencial muestra un ajuste razonable con los resultados experimentales. Sin embargo resultaría más apropiado utilizar algún modelo que considere el valor no nulo de la velocidad de propagación de ondas a cero confinamiento.

5.5 RESUMEN DE LOS PUNTOS PRINCIPALES

Se presentaron resultados experimentales obtenidos en muestras remodeladas e inalteradas de loess ensayadas en una celda edométrica modificada. Se analizaron las relaciones entre la velocidad de propagación de ondas de corte, la presión vertical y el contenido de humedad en ambos tipos de muestras.

- a) Se observó que tanto en loess inalterado como compactado, la velocidad de onda es fuertemente dependiente del contenido de humedad. Al aumentar el contenido de humedad las muestras resultan más compresibles y con menor velocidad de onda.
- b) La variación de la velocidad de onda con la presión vertical en el loess inalterado presenta un pico correspondiente con la presión de colapso determinada en el ensayo de compresión confinada.
- c) El colapso puede inducirse bien aumentando la carga aplicada o bien incrementando los contenidos de humedad hasta alcanzar la saturación. Cuando se incrementa la carga manteniendo constante el contenido de humedad, el colapso masivo de la estructura se produce al alcanzar la presión de colapso. Esta última no es constante para una misma muestra sino que varía con el contenido de humedad.

- d) La elevada compresibilidad del loess refleja la alta relación de vacíos inicial, la debilidad de las uniones entre partículas, los contenidos de humedad natural en general bajos, la graduación granulométrica pobre y las características angulosas de los granos. La estabilidad estructural de la matriz granular depende de las fuerzas de cementación a nivel de contacto entre partículas y de las fuerzas de succión y de naturaleza eléctrica generadas entre los granos.
- e) A bajos niveles tensionales, la velocidad de propagación de ondas y el módulo máximo son gobernados por la succión (que a su vez depende del contenido de humedad) y por características diagenéticas como el grado de cementación. A altos niveles tensionales, la velocidad de onda y el módulo máximo dependen fundamentalmente de la carga aplicada.
- f) Existen leves diferencias entre las tendencias de $V_s - \sigma_v$ y $G_{max} - \sigma_v$. Estas son consecuencia de los importantes cambios de densidad sufridos por el material al producirse el colapso. El pico observado en la variación de V_s con σ_v no es tan evidente en las curvas de G_{max} versus σ_v .
- g) Las muestras de loess natural presentan mayores velocidades de onda que las muestras de loess remoldeado con igual densidad seca. Esta diferencia disminuye con los grados de saturación.
- h) La medición de velocidad de ondas en las pruebas edométricas demostró ser de gran utilidad como una herramienta para cuantificar de la alteración sufrida por las muestras durante su extracción, traslado y posterior tallado.
- i) La relación entre la velocidad de onda y la presión vertical en loess natural en estado saturado puede ser modelada matemáticamente con buena aproximación mediante una ecuación potencial. En las muestras no saturadas esta aproximación no resulta apropiada.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 6

**MÓDULO DE CORTE
MÁXIMO EN MUESTRAS
DE LOESS COMPACTADO
MEDIDO EN LA CELDA
ISOTRÓPICA**

CAPÍTULO 6

MÓDULO DE CORTE MÁXIMO EN MUESTRAS DE LOESS COMPACTADO MEDIDO EN LA CELDA ISOTRÓPICA

6.1 INTRODUCCIÓN

El loess es comúnmente utilizado como material de fundación en diversas obras de ingeniería civil mejorando su comportamiento por medio de compactación. Por este motivo el conocimiento de sus propiedades y en especial lo que respecta a su comportamiento tensión deformación en este estado es de gran utilidad. Por otro lado, las diferentes estructuras generadas en el suelo como consecuencia de compactar en las diferentes partes de la curva de compactación (rama seca o rama húmeda) son a la fecha totalmente conocidas. En este Capítulo, se presentan mediciones de velocidad de propagación de ondas y sus respectivos módulos máximos, en muestras de loess compactado. La compactación se realizó con la energía del ensayo Proctor Estándar y con contenidos de humedad correspondientes a la rama seca, óptimo y rama húmeda de la curva de compactación. Las mediciones se llevaron a cabo en la celda isotrópica modificada mediante la incorporación de cristales piezocerámicos (bender elements). Posterior a la compactación, las muestras fueron sometidas a procesos de humedecimiento y o secado a los fines de observar la influencia del grado de saturación en el módulo máximo. El presente estudio permitió determinar el efecto de la estructura, densidad, contenido de humedad y presión de confinamiento en la velocidad de propagación de ondas de muestras de loess compactado. Finalmente se analiza la variación de la relación de Poisson con la presión de confinamiento y la humedad de compactación.

6.2 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Con el suelo descrito en el Capítulo 4 se realizaron dos ensayos de compactación:

las muestras compactadas puede realizarse prácticamente sin producir alteración. En la Figura 6.1 se presenta un esquema del molde.

Con la finalidad de compactar muestras con grados de compactación próximos a los obtenidos con la energía del ensayo Proctor Estándar, el cual es comúnmente tomado como referencia en los proyectos de Ingeniería Civil, se llevó a cabo un ensayo de compactación en el molde tripartido, acomodando el número de capas, número de golpes, altura de caída del pisón y peso del mismo, de manera tal de aplicar la misma energía que en el ensayo Proctor Estándar. En la tabla 6.1 se especifican las características del ensayo estándar y el utilizado en este trabajo. La energía de compactación se calculó mediante la expresión:

$$E_n = \frac{N_c \cdot n_g \cdot h \cdot W_p}{V_m}, \quad (\text{Ec. 6.1})$$

en la que E_n representa a la energía de compactación, N_c el número de capas, n_g el número de golpes por capa, h la altura de caída del pisón, W_p el peso del pisón compactador y V_m el volumen del molde.

Tabla 6.1: Características fundamentales de los ensayos de compactación realizados.

	Proctor Estándar	Molde Tripartido
Diámetro del molde	101.6 mm	70 mm
Altura del molde	116.5 mm	140 mm
Peso del pisón	2.5 kg	0.795 kg
Número de capas	3	5
Número de golpes por capa	25	27
Altura de caída del pisón	30.5 cm	30 cm
Energía	6.05 kg.cm/cm ³	5.97 kg.cm/cm ³

Las curvas de densidad seca versus humedad obtenidas en los ensayos de compactación realizados se presentan en la Figura 6.2.

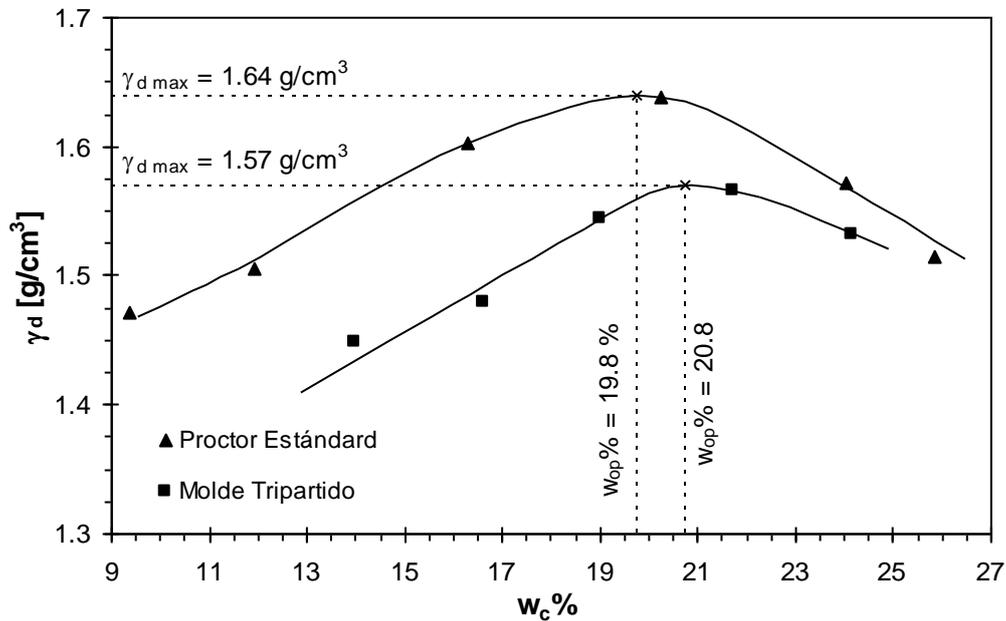


Figura 6.2: Variación de la densidad seca (γ_d) con la humedad de compactación ($w_c\%$) obtenidas en los ensayos Proctor Estándar y en el Molde Tripartido.

Referencias: $\gamma_{d\ max}$: densidad seca máxima de compactación; $w_{op}\%$: humedad óptima de compactación.

Como puede apreciarse en la Figura 6.2, la curva correspondiente al ensayo Proctor Estándar está levemente desplazada hacia arriba y a la derecha con respecto a la curva representativa del ensayo en el molde tripartido. En el ensayo Proctor Estándar se obtuvo una densidad máxima de 1.64 g/cm^3 y una humedad óptima del 19.75% , mientras que en el molde tripartido estas variables tomaron valores de 1.57 g/cm^3 y 20.75% . Estas diferencias posiblemente estén originadas en el menor volumen y la mayor relación superficie - volumen que presenta el molde tripartido comparado con el molde del ensayo Proctor y por lo tanto, la energía disipada por rozamiento entre el suelo y las paredes del molde durante la compactación resulta mayor, alcanzándose como consecuencia, densidades máximas menores correspondientes a humedades óptimas mayores. No obstante estas diferencias, Mateos y Vilar (1998), concluyeron que en limos arcillosos similares a los empleados en este trabajo, el molde tripartido puede ser utilizado con aproximación suficiente para obtener curvas de compactación equivalentes al ensayo Proctor Estándar, siendo las diferencias en las humedades

óptimas nunca superiores al 1% y en las densidades máximas inferiores al 4% del valor obtenido en el Proctor.

6.3 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

Una vez obtenida la curva de compactación correspondiente al ensayo en el molde tripartido, se prepararon de la manera descrita 18 probetas; ocho con contenidos de humedad correspondientes a la rama seca, cinco próximos al óptimo y cinco en la rama húmeda. Las probetas así obtenidas fueron cuidadosamente talladas tratando de provocar la menor alteración posible, hasta obtener muestras cilíndricas de 63 mm de diámetro y 62 mm de altura, que son las dimensiones requeridas para la realización de las mediciones en la celda isotrópica modificada (ver Capítulo 4). Las muestras se organizaron en cuatro grupos en función de la humedad de compactación, denominados grupos Ms, Ms', Mo y Mh. En la Figura 6.3 se muestran los puntos de la curva de compactación en los que fueron compactadas las muestras de cada grupo.

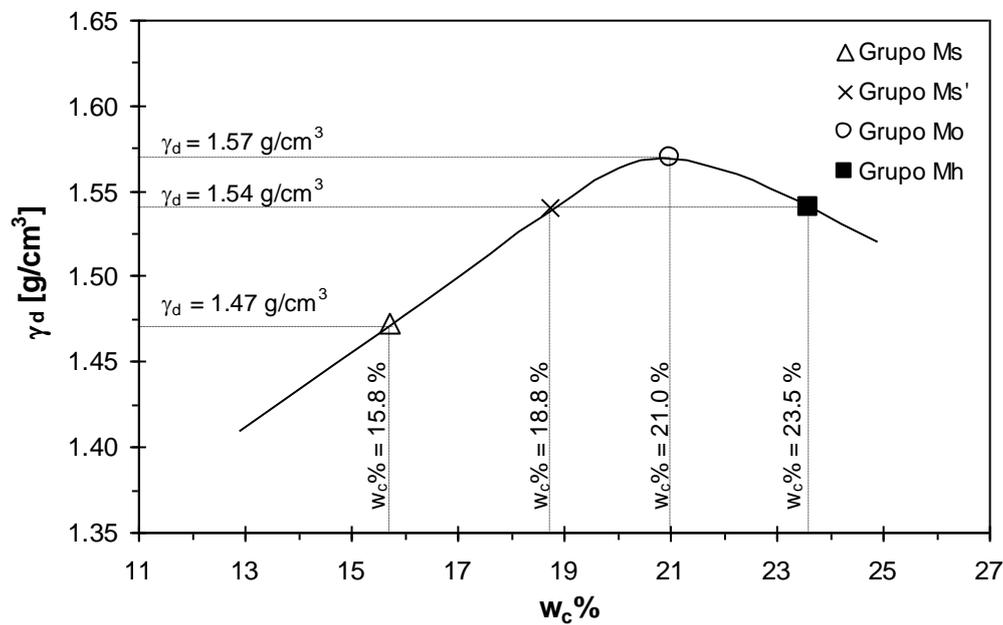


Figura 6.3: Densidad seca (γ_d) y humedad de compactación ($w_c\%$) de los grupos de muestras Ms, Ms', Mo y Mh.

Una vez concluido el tallado, se sometió a las muestras a procesos de humedecimiento o secado según corresponda para llevar los contenidos de humedad a valores prefijados. No todas las probetas fueron sometidas a estos procesos, sino que una muestra de cada grupo fue almacenada en bolsa de polietileno con la humedad de compactación de manera de conservar la misma. El humedecimiento o secado de las muestras fue ejecutado tomando todas las precauciones necesarias para minimizar posibles alteraciones. Por este motivo y con el objeto de evitar las variaciones volumétricas de las muestras durante los mencionados procesos, se las mantuvo dentro del molde en el que fueron talladas. Una vez que la humedad deseada fue alcanzada, ya sea por humedecimiento mediante rociado o por secado al aire, las muestras fueron almacenadas de a una y dentro del molde en el que fueron talladas, en bolsas de polietileno por periodos no inferiores a cuatro días, con la finalidad de lograr una distribución uniforme del contenido de humedad dentro de las mismas. Recién después de este tiempo, eran extraídas de sus moldes con sumo cuidado y ensayadas en la celda isotrópica. A todas las muestras se les midió la altura y el diámetro con una precisión de 0.1 mm luego de extraídas del molde de tallado. Las mediciones permitieron comprobar que no se produjeron cambios volumétricos, dentro de este margen de apreciación.

La densidad seca y el contenido de humedad de las muestras fue determinado en tres momentos diferentes de la preparación de las mismas: al finalizar la compactación, al terminar el tallado y antes de comenzar el ensayo de compresión isotrópica (al extraerlas de las bolsas de polietileno en las que fueron almacenadas para uniformización del contenido de humedad). Se observó que las densidades secas al término de la compactación, y al término del tallado fueron prácticamente las mismas, lo cual indica que no se produjo alteración durante el proceso de extracción del molde tripartido en el que se realizó la compactación y durante el tallado. Por otro lado, debido a que los procesos de humedecimiento y secado se realizaron a volumen constante, la densidad seca de las muestras no sufrió variaciones durante estos procesos, variando únicamente el grado de saturación. A partir de estas observaciones es posible concluir que las muestras pertenecientes a un mismo grupo y por lo tanto compactadas con el mismo contenido de humedad, solo se diferenciaron en el grado de saturación en el momento de realizar el ensayo de medición de velocidad de propagación de ondas en la celda isotrópica, ya que la densidad seca y la estructura interna pueden considerarse

iguales para todas ellas. Los valores medidos de densidad y humedad en las muestras ensayadas se listan en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Densidades secas y contenidos de humedad de las muestras compactadas en las diferentes etapas a las que fueron sometidas durante su preparación.

Grupo	Denominación	γ_d [g/cm ³]	γ_d tallado [g/cm ³]	$w_c\%$	$w\%$	$S\%$
Ms (Rama Seca)	Ms1	1.47	1.48	15.8	3.6	11.7
	Ms2	1.47	1.47	15.8	14.0	45.4
	Ms3	1.47	1.47	15.8	15.8	51.2
	Ms4	1.47	1.48	15.8	18.7	61.4
	Ms5	1.46	1.48	15.8	23.6	77.7
Ms' (Rama Seca)	Ms'1	1.53	1.53	18.8	17.6	62.3
	Ms'2	1.53	1.52	18.8	18.8	65.7
	Ms'3	1.53	1.54	18.8	22.2	79.8
Mo (Óptimo)	Mo1	1.57	1.59	21.0	5.0	19.3
	Mo2	1.57	1.59	21.0	17.5	67.9
	Mo3	1.57	1.58	21.0	19.3	73.9
	Mo4	1.56	1.59	21.0	19.7	76.4
	Mo5	1.56	1.58	21.0	21.0	80.4
Mh (Rama Húmeda)	Mh1	1.54	1.56	23.5	3.8	14.2
	Mh2	1.54	1.57	23.5	14.6	55.1
	Mh3	1.54	1.57	23.5	20.8	78.2
	Mh4	1.54	1.57	23.5	22.1	83.3
	Mh5	1.55	1.58	23.5	23.5	90.0

Referencias: γ_d : densidad seca obtenida al compactar en el molde tripartido, γ_d tallado: densidad seca resultante al terminar el tallado y proceso de humedecimiento o secado, $w_c\%$: porcentaje de humedad de compactación, $w\%$: porcentaje de humedad al comenzar el ensayo de medición de velocidad de ondas, $S\%$: grado de saturación al comenzar el ensayo de medición de velocidad de ondas.

6.4 ENSAYO DE COMPRESIÓN ISOTRÓPICA

Con las muestras detalladas en la Tabla 6.2 se llevaron a cabo ensayos de compresión isotrónica con medición de velocidad de propagación de ondas S y P en la celda isotrónica modificada descrita en el Capítulo 4. Como excitación se utilizó un pulso cuadrado de 10 Voltios de amplitud entre picos y una frecuencia de 15 Hz. Las presiones de confinamiento a que se sometió a las muestras variaron entre 0 y 3.5 kg/cm².

Durante cada incremento de presión se tomaron lectura de las deformaciones verticales sufridas por la probeta, hasta que las variaciones subsecuentes resultaron despreciables. Se observó que las deformaciones generadas en cada salto de carga, se producían muy rápidamente, de manera tal que en muestras con contenidos de humedad inferiores al 20 %, fueron suficientes para estabilizar las deformaciones, intervalos inferiores a 8 minutos, mientras que en las muestras con porcentajes de humedad mayores, se hizo necesario en algunos casos esperar hasta 15 minutos. En la Figura 6.4 se pueden apreciar las curvas de variación de los asentamientos con el tiempo típicas obtenidas en un ensayo de compresión isotrónica sobre una muestra de loess compactado.

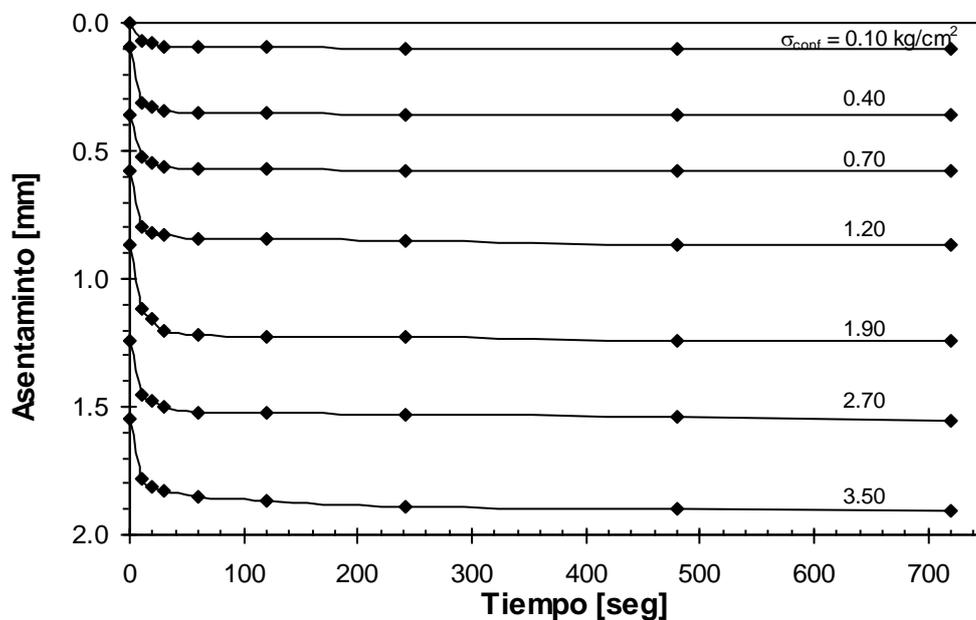


Figura 6.4: Variación de los asentamientos con el tiempo medidos en la muestra Ms4 para los diferentes saltos de carga aplicados.

Una vez que las deformaciones se estabilizaban, se esperaba lo suficiente para que el osciloscopio pudiera promediar 264 señales y se almacenaba la señal obtenida junto con la señal excitatriz en la PC. En la señal recibida se identificaban los arribos tanto de las ondas S como de las P con los que se calculaba la velocidad de propagación de ondas de compresión y corte mediante las ecuaciones 4.5 y 4.6. En la Figura 6.5 pueden apreciarse las señales obtenidas en el ensayo ejecutado sobre la muestra Mo2. En esta gráfica se identificaron los arribos de las ondas P y S. Se observa que los arribos de las ondas de corte y compresión se aproximan al origen de tiempos a medida que la presión de confinamiento aumenta, lo cual indica que la velocidad de onda crece con la presión de confinamiento.

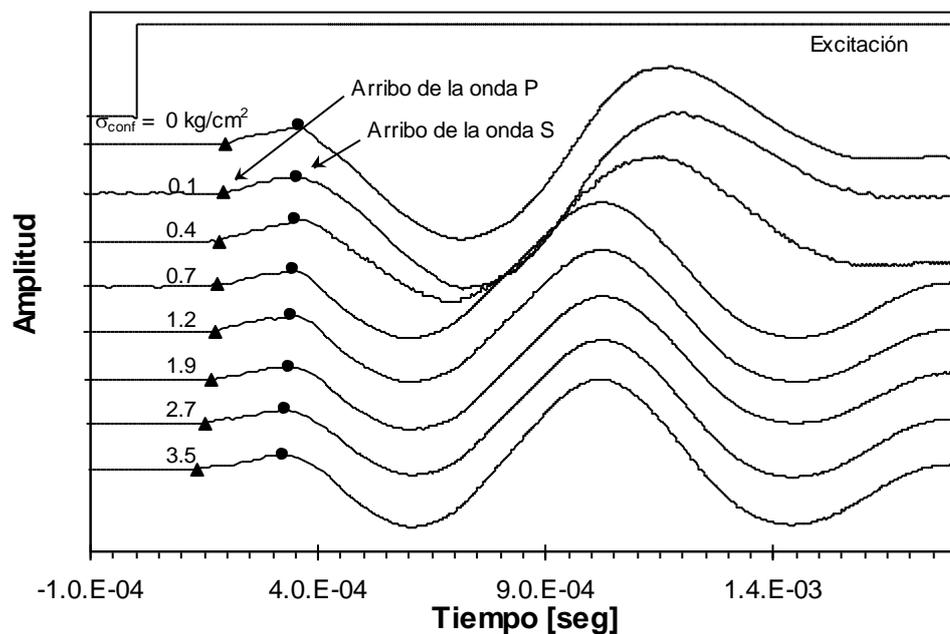


Figura 6.5: Señales obtenidas para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) en un ensayo realizado en la celda isotrópica modificada sobre la muestra Mo2.

6.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.5.1 Curvas de Compresibilidad

En las Figuras 6.6 a 6.9 pueden verse las curvas de compresibilidad obtenidas en las muestras ensayadas en compresión isotrópica en condición drenada. Los resultados se

han agrupado de forma de representar en una misma figura a las muestras pertenecientes a un mismo grupo. En todas las gráficas se utilizó la misma escala de deformaciones a los fines de facilitar la comparación de los resultados. La deformación vertical se calculó mediante la ecuación 4.2 (ver Capítulo 4). En estas figuras, puede notarse que la variación de la deformación con la presión se desarrolla en una forma suave en la que no se aprecia la presencia de ningún quiebre correspondiente a la fluencia o colapso del material. Este quiebre es característico de los suelos colapsables en estado natural y fue distinguido en las muestras de loess inalterado ensayadas en compresión confinada presentadas en el Capítulo 5. El comportamiento observado refleja un cambio gradual de la estructura del suelo al aumentar la presión de confinamiento en el que aparentemente no se manifiesta ninguna variación brusca de características comparables a las del colapso. Se observa también que los incrementos en los contenidos de humedad favorecen la compresibilidad de las muestras. Probetas con la misma densidad y estructura inicial, pero con diferente contenido de humedad en el momento de iniciar el ensayo, alcanzan distintos grados de densificación para igual presión de confinamiento aplicada, siendo mayor la densidad alcanzada por la muestra con humedad más elevada. Este efecto está relacionado a la disminución de las fuerzas de succión a nivel de contacto entre partículas al aumentar el contenido de agua.

Las muestras compactadas en el óptimo de la curva de compactación (grupo Mo) desarrollaron las menores deformaciones verticales, mientras que las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca, sufrieron las mayores deformaciones. Este fenómeno es consecuencia de que las muestras del grupo Ms son las que presentan la menor densidad seca y consecuentemente la mayor relación de vacíos inicial. A su vez, se aprecia que para humedades de ensayo similares, las muestras del grupo Ms' desarrollaron menores deformaciones que las muestras del grupo Mh, a pesar de que ambos grupos de muestras presentan la misma densidad seca de compactación. Esto estaría indicando que la estructura floculada de las muestras del grupo Ms', compactadas en la rama seca, resulta más rígida que la estructura dispersa de las muestras Mh, compactadas en la rama húmeda con igual densidad.

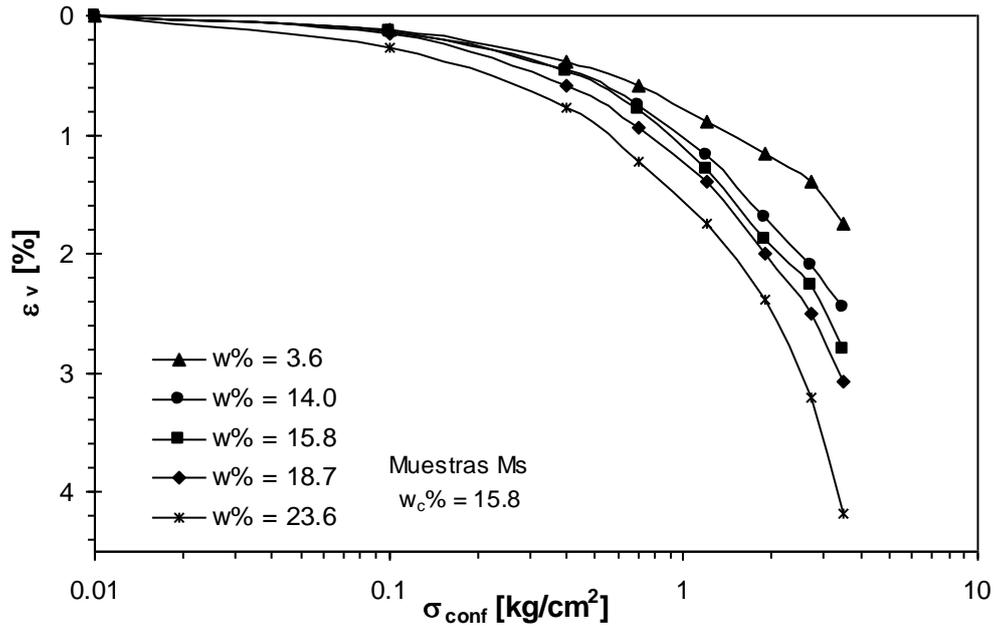


Figura 6.6: Variación de la deformación vertical (ϵ_v) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

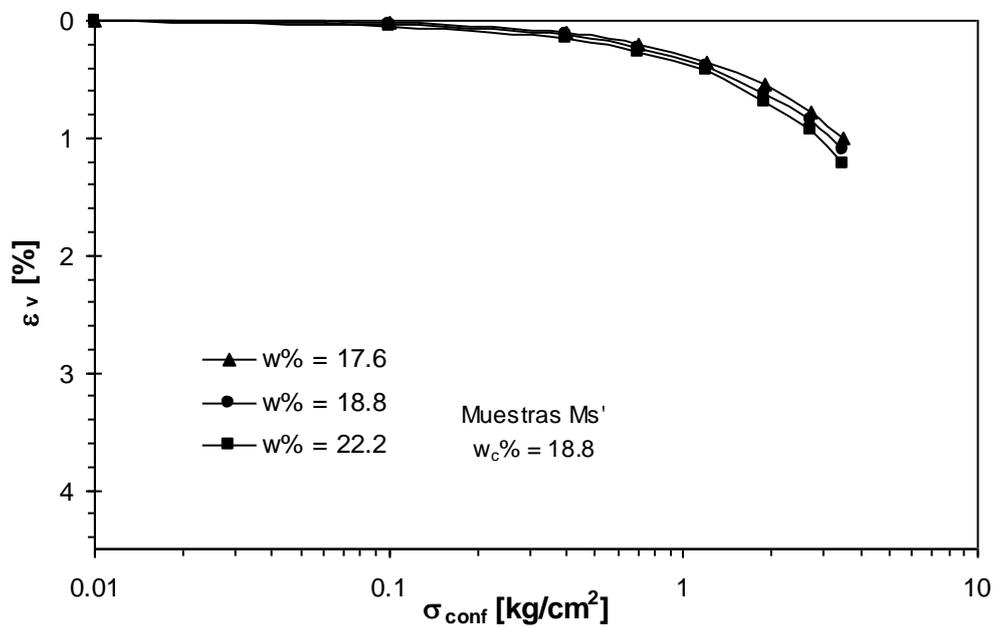


Figura 6.7: Variación de la deformación vertical (ϵ_v) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms', compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

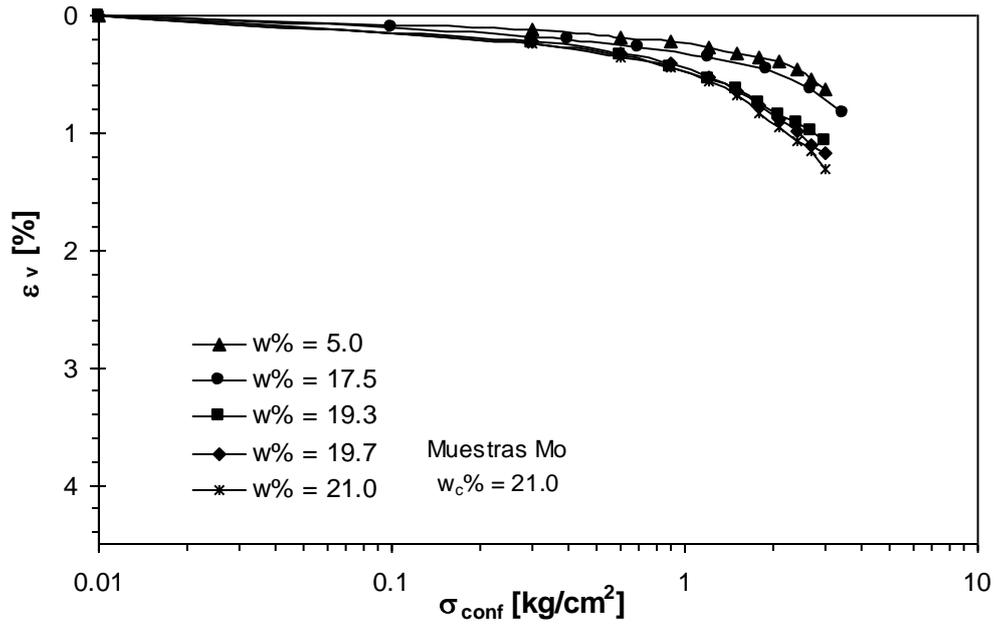


Figura 6.8: Variación de la deformación vertical (ε_v) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mo, compactadas en el óptimo con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

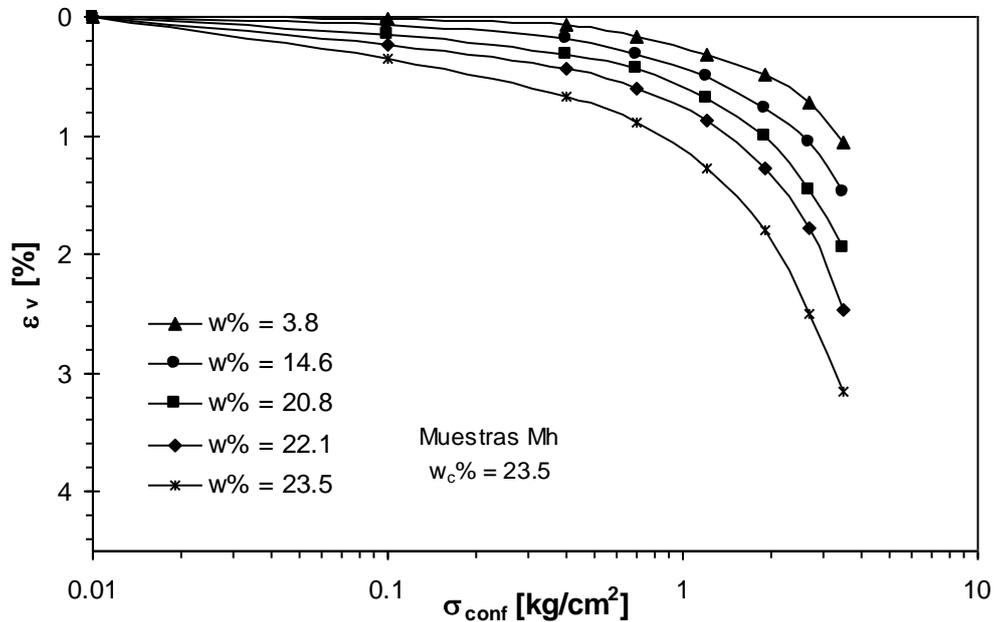


Figura 6.9: Variación de la deformación vertical (ε_{vol}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mh, compactadas en la rama húmeda con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

6.5.2 Velocidad de Ondas S

Las Figuras 6.10 a 6.13 muestran la variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) y el contenido de humedad ($w\%$) en las muestras ensayadas. Los resultados se han agrupado de forma tal de representar en una misma figura a las muestras pertenecientes al mismo grupo y por lo tanto compactadas con la misma humedad. En todas las gráficas se utilizó la misma escala en el eje de la velocidad de ondas S a los fines de facilitar la comparación de los resultados. En estas figuras, las muestras fueron identificadas por medio del contenido de humedad en el momento de iniciar el ensayo ($w\%$). Se prefirió utilizar la humedad en vez del grado de saturación ($S\%$), porque este último varió a lo largo de la prueba, mientras que el contenido de humedad se mantuvo constante a pesar de que los ensayos se ejecutaron con los puertos de drenaje abiertos. De estas figuras pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- a) Para confinamientos nulos, todas las muestras ensayadas presentan valores de velocidad de onda mayores a cero. Este efecto puede atribuirse a las fuerzas capilares generadas por la succión matricial, las cuales rigidizan la estructura del suelo incluso en la ausencia de cargas externas.
- b) En todas las probetas, la velocidad de onda crece con el confinamiento y decrece con el contenido de humedad. Esto es consecuencia de que al crecer el porcentaje de agua en las muestras, las presiones efectivas entre granos disminuyen, la estructura del suelo se debilita y la velocidad de onda decrece. Por otro lado, al crecer el confinamiento, las presiones efectivas crecen y la relación de vacíos disminuye. La combinación de ambos efectos produce el crecimiento de la velocidad de onda.
- c) La velocidad de crecimiento de V_s con el confinamiento es más importante en las muestras con mayor contenido de agua. Este fenómeno es consecuencia de la mayor compresibilidad que manifiestan estas muestras.
- d) No se observa la presencia de ningún pico en la variación de V_s con σ_{conf} de la manera observada en el Capítulo 5 en muestras de loess inalterado, indicando

que aparentemente los procesos de remoldeo y compactación realizados con las muestras, destruyen en forma casi completa los vínculos cementantes existentes entre las partículas del loess. La carencia del pico en las curvas de V_s versus σ_{conf} coincide con la ausencia de un quiebre en las curvas de ε_v versus σ_{conf} .

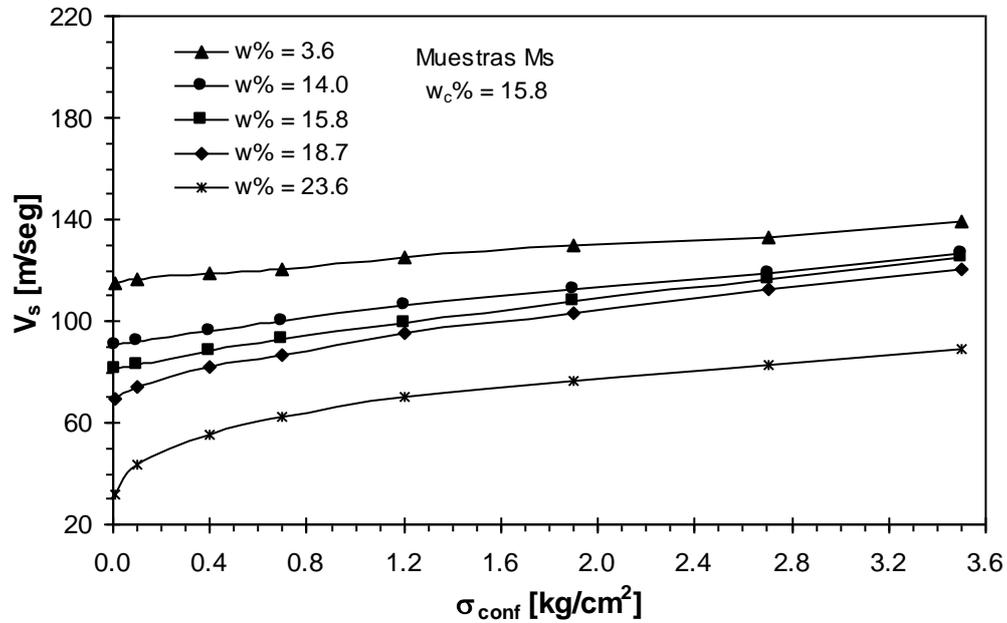


Figura 6.10: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

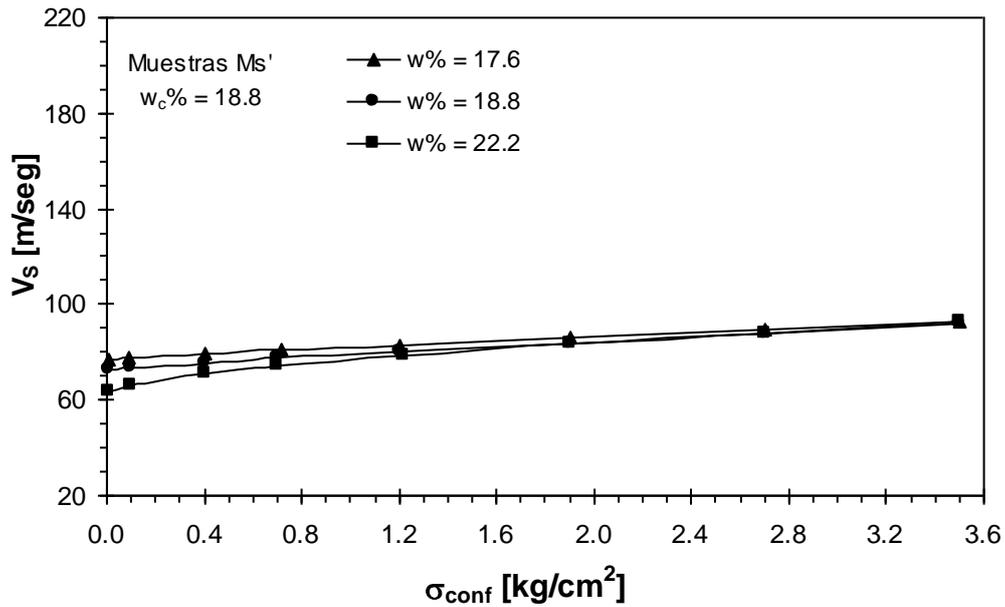


Figura 6.11: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms', compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

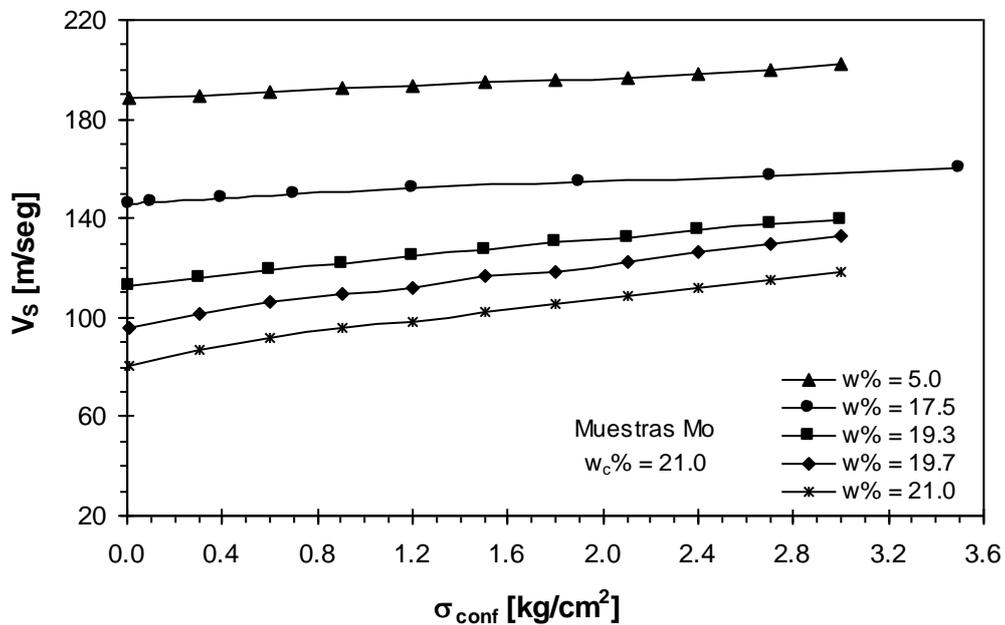


Figura 6.12: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mo, compactadas en el óptimo con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

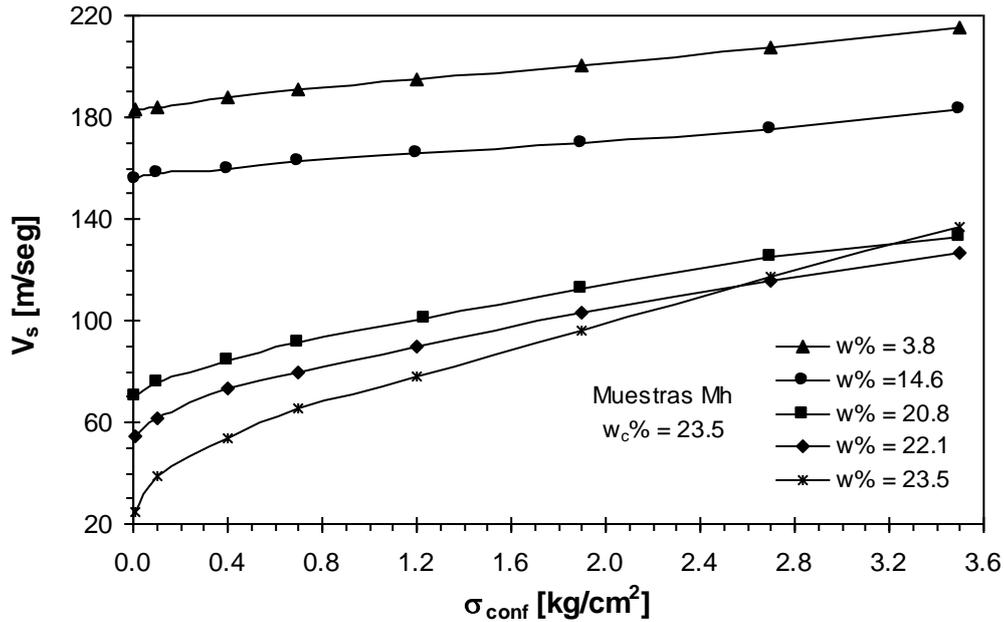


Figura 6.13: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mh, compactadas en la rama húmeda con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

En las Figuras 6.14 a 6.16 se presenta una comparación entre las variaciones de la velocidad de ondas con la presión de confinamiento sufridas por muestras compactadas con diferentes humedades de compactación ($w_c\%$) pero ensayadas con contenidos de humedad ($w\%$) similares. En estas figuras, se aprecia que cuando el confinamiento es nulo, las muestras de los grupos Ms' y Mh, compactadas con diferentes humedades pero a la misma densidad seca, desarrollan valores de velocidad de onda muy próximos. En estas circunstancias, el efecto de las diferentes estructuras generadas por la compactación en la rama seca y rama húmeda, no es reflejado por la velocidad de propagación de ondas de corte. Sin embargo, puede notarse que a medida que la presión de confinamiento aumenta, la velocidad de onda de las muestras del grupo Mh crece con mayor pendiente que la correspondiente a las muestras Ms'. Este tipo de comportamiento puede atribuirse a la mayor compresibilidad reflejada por las muestras del grupo Mh, compactadas en la rama húmeda. A bajos confinamientos, las muestras Mo desarrollan los mayores valores de V_s , mientras que las muestras Ms los menores. Yesiller et al. (2000), obtuvieron resultados semejantes en suelos con diferentes contenidos de arcilla. Esta última observación, estaría indicando que el factor que

controla la magnitud de la velocidad de onda, es la mayor densidad que las muestras Mo presentan a bajos confinamientos. El fenómeno anterior queda claramente manifestado en la Figura 6.14, dado los mayores valores de V_s medidos para la muestra Mo1 (con una densidad seca de 1.59 g/cm^3) respecto de la muestra Ms1 (con una densidad seca de 1.48 g/cm^3). En las Figuras 6.14 y 6.16 se aprecia que al crecer el confinamiento, la velocidad de ondas de las muestras Mh alcanza y llega a superar los valores de V_s correspondientes a las muestras Mo, debido a la mayor compresibilidad de las muestras Mh. Esta tendencia no se manifiesta en la Figura 6.15, por cuanto la humedad de ensayo ($w\%$) de la muestra Mo2 (17.5%), es menor a la humedad de la muestra Mh3 (20.8 %), siendo las diferencias en dicho parámetro lo suficientemente elevadas como para enmascarar la influencia de las diferentes compresibilidades. En la Figura 6.15 puede notarse que a confinamiento nulo, la muestra Ms3 ($\gamma_d = 1.47 \text{ g/cm}^3$) desarrolla valores de V_s muy próximos a los de la muestra Ms'2 ($\gamma_d = 1.52 \text{ g/cm}^3$) a pesar de que la densidad de esta última es mayor y la humedad de ensayo es prácticamente la misma en ambas muestras. Este comportamiento seguramente es debido a que la muestra Ms3 presenta un menor grado de saturación ($S\% = 51.2$) que la muestra Ms'2 ($S\% = 65.7$) y por lo tanto la succión resulta más elevada.

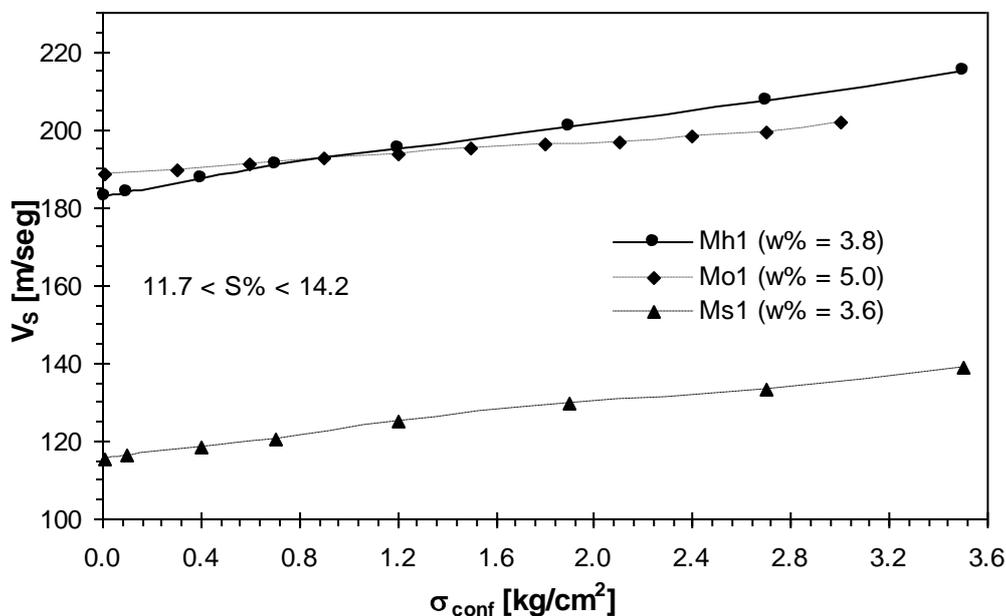


Figura 6.14: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para muestras compactadas con diferentes humedades de compactación ($w_c\%$) pero ensayadas con humedades ($w\%$) similares. Muestras ensayadas con grados de saturación ($S\%$) entre 11.7 % y 14.2 %.

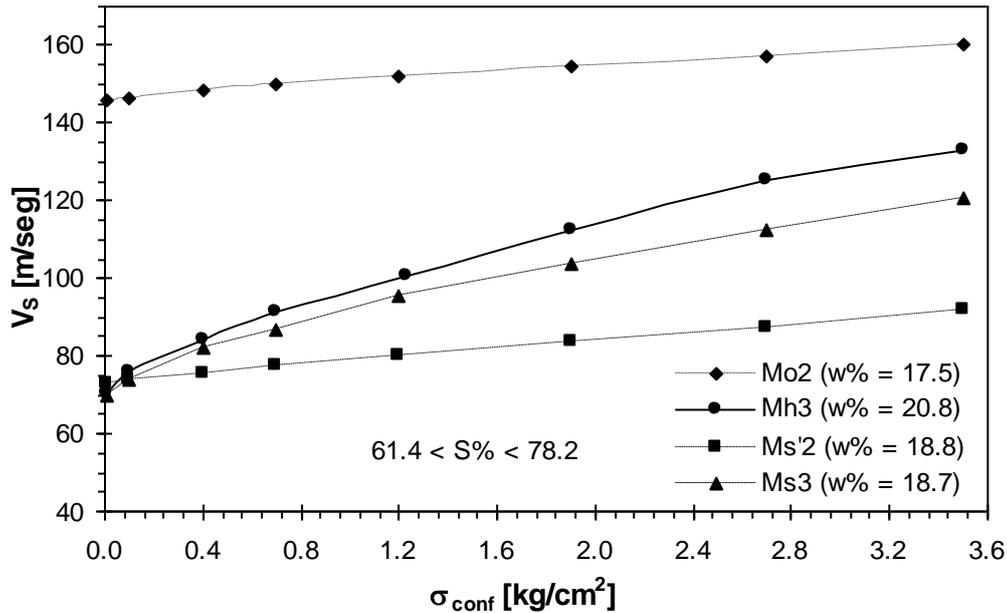


Figura 6.15: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para muestras compactadas con diferentes humedades de compactación ($w_c\%$) pero ensayadas con humedades ($w\%$) similares. Muestras ensayadas con grados de saturación ($S\%$) entre 61.4 % y 78.2 %.

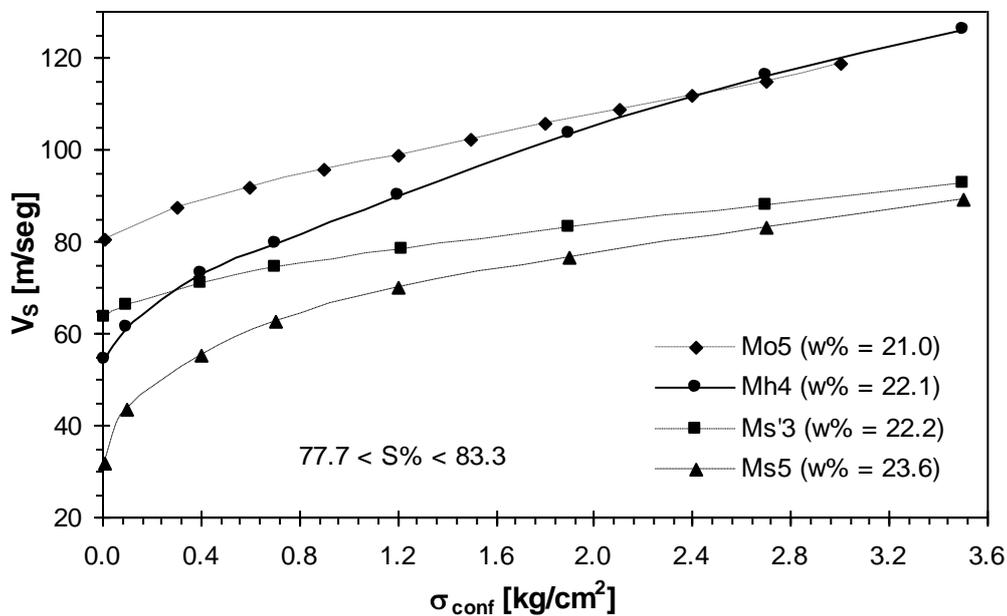


Figura 6.16: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para muestras compactadas con diferentes humedades de compactación ($w_c\%$) pero ensayadas con humedades ($w\%$) similares. Muestras ensayadas con grados de saturación ($S\%$) entre 77.7 % y 83.3 %.

En la Figura 6.17 se presenta la variación de la velocidad de ondas S con la humedad de compactación y la presión de confinamiento para las muestras ensayadas con la humedad de compactación (muestras Ms2, Ms'2, Mo4 y Mh5). Puede notarse que a bajos valores de la presión de confinamiento, la velocidad de ondas S es máxima para la humedad óptima de compactación. De las muestras compactadas en la rama seca, la muestra Ms2 presenta mayores valores de V_s que la muestra Ms'2 para cualquiera de los confinamientos considerados. Aparentemente la influencia de la succión en V_s es más relevante que la de la densidad de compactación. A bajos confinamientos, la muestra Mh5, compactada en la rama húmeda, desarrolla menores valores de velocidad de onda que la muestra Ms'2 compactada en la rama seca con igual densidad de compactación. Puede inferirse que, la elevada succión y la estructura floculada de la muestra Ms'2 son los parámetros que controlan V_s en este caso. Sin embargo, al aumentar la presión de confinamiento, las elevadas deformaciones sufridas por la muestra Mh5, como consecuencia de su baja succión y estructura dispersa altamente compresible, hacen que la velocidad de onda en esta muestra alcance valores más elevados que en las demás muestras, superando incluso a la velocidad de onda correspondiente a la muestra compactada en el óptimo.

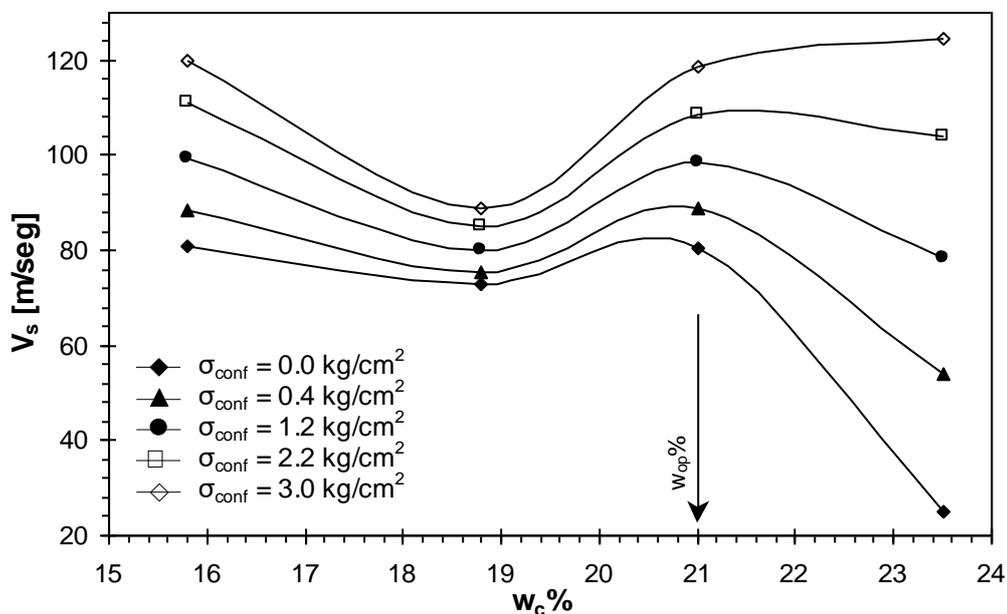


Figura 6.17: Variación de la velocidad de ondas de corte (V_s) con la humedad de compactación (w_c %) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en muestras ensayadas con la humedad de compactación.

6.5.3 Velocidad de Ondas P

En la Figura 6.18 se presenta la variación de la velocidad de ondas P (V_p) con la presión de confinamiento en las muestras compactadas en la rama seca con una humedad del 15.8 % (grupo Ms). Las tendencias manifestadas por la velocidad de ondas P en los demás grupos de muestras son similares a los ilustrados en la Figura 6.18, motivo por el cual no han sido presentados. Para los grados de saturación considerados (ver Tabla 6.2), pueden efectuarse para los ondas P, las mismas consideraciones realizadas con respecto a la velocidad de ondas S. Sin embargo, la identificación de los arribos de las ondas P no fue tan clara como la de las ondas S, motivo por el cual, no fue posible determinar los valores de V_p en todas las muestras analizadas.

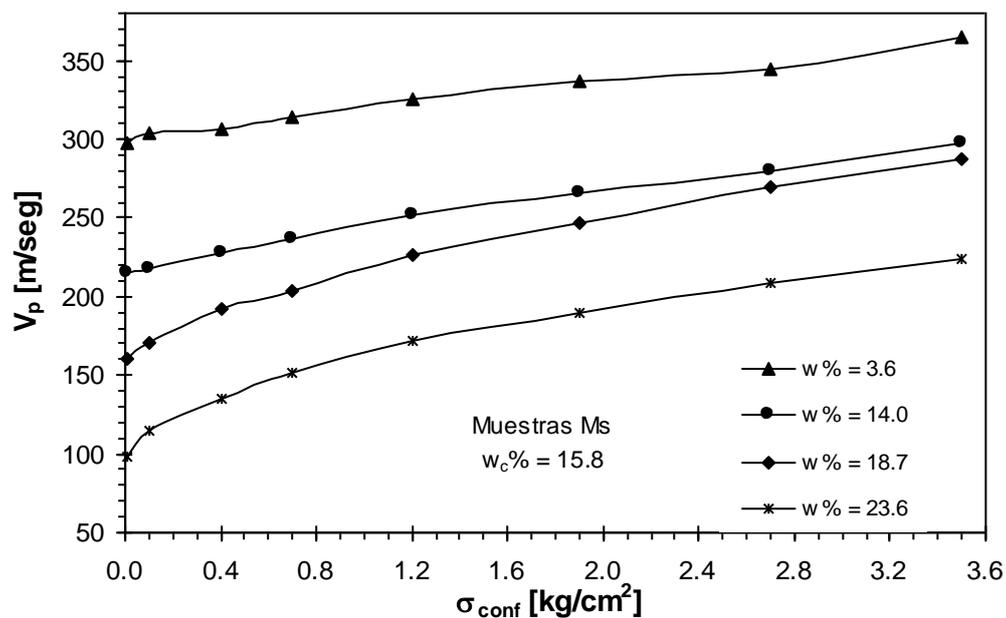


Figura 6.18: Variación de la velocidad de ondas de compresión (V_p) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

6.5.4 Módulo de Corte Máximo

El módulo de corte máximo (G_{max}) puede ser determinado a partir de la velocidad de propagación de ondas S y la densidad (ρ) del suelo por medio de la ecuación 2.11

(Capítulo 2). En esta expresión, para considerar las deformaciones volumétricas (ε_{vol}) generadas al variar la presión de confinamiento aplicada a la muestra, la densidad del suelo debe ser corregida (ρ_{correg}) de la siguiente forma:

$$\rho_{correg} = \frac{\rho}{1 - \varepsilon_{vol}} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

en la que las deformaciones volumétricas fueron calculadas mediante la expresión 4.4 enunciada en el Capítulo 4.

En las Figuras 6.19 a 6.22 se muestra la variación del módulo de corte máximo con la presión de confinamiento para todas las probetas ensayadas. En cada figura se han agrupado las mediciones correspondientes a muestras del mismo grupo y que por lo tanto han sido preparadas con la misma humedad de compactación. Puede apreciarse, que las mismas observaciones realizadas para la velocidad de ondas S son también válidas para el módulo máximo. Sin embargo, la velocidad de crecimiento del módulo máximo con el confinamiento es mayor que la observada en la velocidad de ondas S. A su vez, la diferencia entre los módulos de corte máximos de muestras preparadas con la misma humedad de compactación pero ensayadas con diferentes porcentajes de agua es menos notoria que en el caso de la velocidad de onda. Evidentemente, el efecto que los cambios de densidad generados en las muestras, ya sea por las compresiones sufridas durante la carga o al variar los contenidos de humedad, hacen que existan estas pequeñas diferencias entre el comportamiento de V_s y de G_{max} .

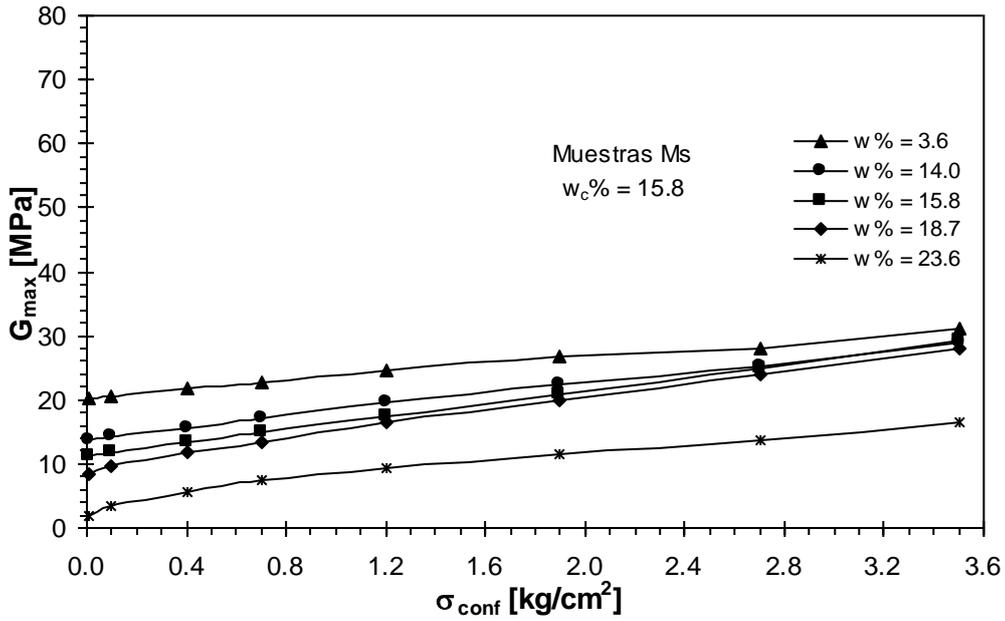


Figura 6.19: Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

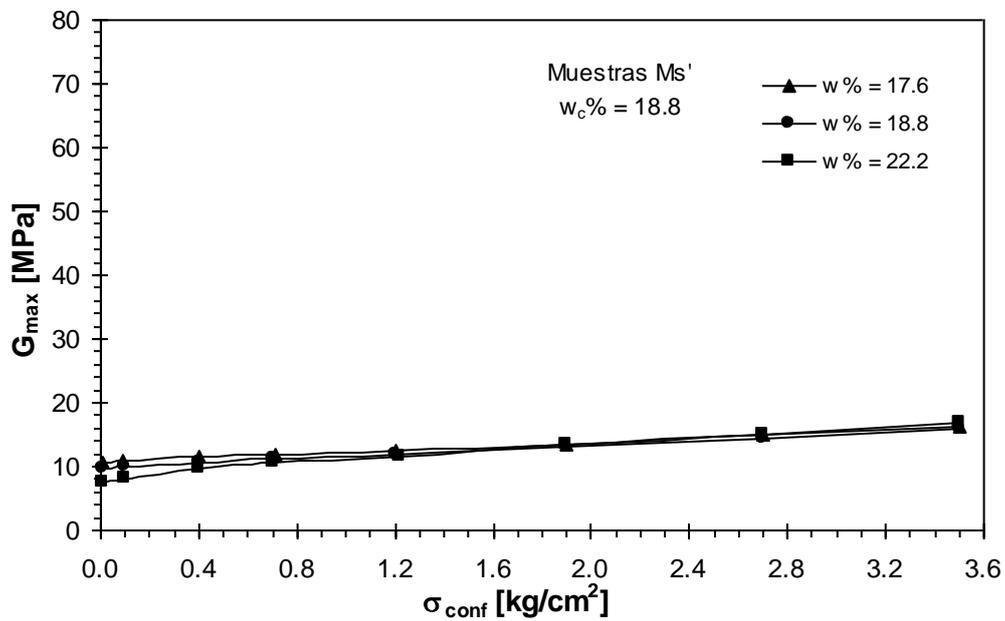


Figura 6.20: Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms', compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

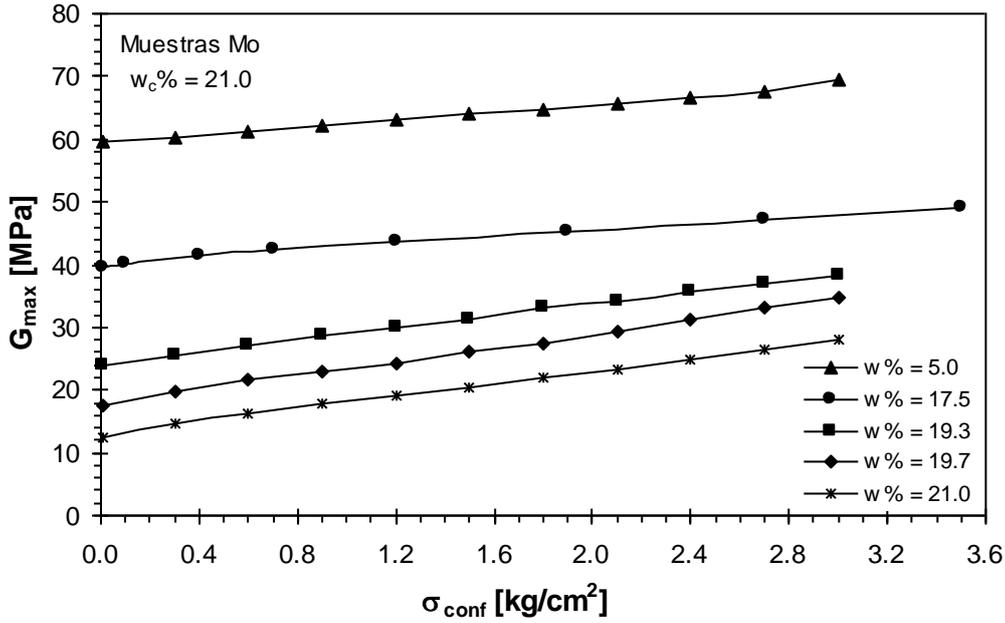


Figura 6.21: Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mo, compactadas en el óptimo con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

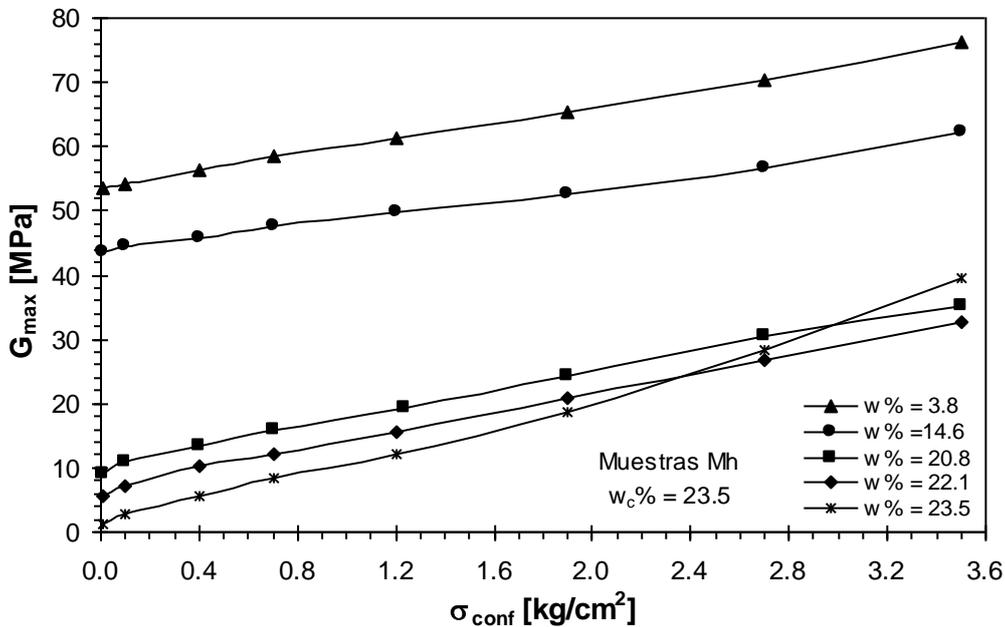


Figura 6.22: Variación del módulo de corte máximo (G_{max}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mh, compactadas en la rama húmeda con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

6.5.5 Modelación

Existen diferentes expresiones que intentar predecir la variación del módulo máximo (G_{max}) con la presión de confinamiento, en general estas presentan la estructura de la ecuación 2.12 (ver Capítulo 2). A su vez, teniendo en cuenta la relación existente entre la velocidad de propagación de ondas S (V_s) y el módulo máximo dada por la ecuación 2.11, la variación de la velocidad de ondas de corte con el confinamiento efectivo (σ'_{conf}) puede expresarse en forma simplificada como:

$$V_s = A_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{conf}}{\sigma_r} \right)^\kappa, \quad (\text{Ec. 6.3})$$

en la que $\kappa = \eta / 2$, σ_r es una presión de referencia (generalmente igual a la presión atmosférica) y A_c es un coeficiente que puede relacionarse a la compresibilidad del suelo de la forma:

$$A_c = \sqrt{\frac{C \cdot f(e)}{\rho_{correg}}} \quad (\text{Ec. 6.4})$$

En la ecuación 6.3, la velocidad de ondas depende de la presión de confinamiento efectiva (σ'_{conf}). En el presente estudio, se trabajó con suelos no saturados en los que las presiones efectivas son desconocidas y por lo tanto para utilizar la expresión 6.3 fue necesario reemplazar a las presiones efectivas por las totales.

$$V_s = A_c \cdot \left(\frac{\sigma_{conf}}{\sigma_r} \right)^\kappa, \quad (\text{Ec. 6.5})$$

siendo σ_{conf} la presión de confinamiento total y $\sigma_r = 1 \text{ kg/cm}^2$. En esta expresión el exponente κ es adimensional, mientras que la constante A_c tiene dimensiones de velocidad ya que es igual a la velocidad de onda cuando el confinamiento es de 1 kg/cm^2 .

En las Figuras 6.23 a 6.26, se muestra la aproximación de las mediciones realizadas en el presente estudio por medio de la ecuación 6.5. En la Tabla 6.3 se resumen los valores adoptados por las constantes y exponentes involucrados en la expresión 6.5 para cada una de las muestras ensayadas. En la mencionada Tabla se indican también los valores del cuadrado del coeficiente de correlación (CR^2) obtenidos en cada aproximación. De la observación de las Figuras 6.23 a 6.26 puede notarse que el modelo propuesto no es apto para modelar los resultados obtenidos. El coeficiente CR^2 llegó a alcanzar valores inferiores a 0.63. Los resultados de la modelación planteada, ponen de manifiesto que la aproximación de la velocidad de onda en presiones totales mediante un modelo diseñado para presiones efectivas, no resulta apropiada.

Dado que en todas las muestras ensayadas, la velocidad de ondas de corte adquiere un valor diferente de cero cuando la presión de confinamiento es nula, se incluyó en la ecuación 6.3 una constante adicional (Núñez, 2000) a los fines de considerar el comportamiento observado. La formulación resultante es de la forma:

$$V_s = V_{so} + B_c \cdot \left(\frac{\sigma_{conf}}{\sigma_r} \right)^\xi, \quad (\text{Ec. 6.6})$$

en la que V_{so} es la velocidad de onda cuando el confinamiento es nulo, σ_{conf} es la presión de confinamiento total, σ_r es una presión de referencia igual a 1 kg/cm^2 y B_c y ξ son constantes que pueden ser determinadas a partir de los resultados experimentales. En esta expresión el exponente ξ es adimensional y B_c tiene dimensiones de velocidad, ya que representa el incremento sufrido por la velocidad de onda al crecer el confinamiento desde 0 hasta σ_r (en este caso $\sigma_r = 1 \text{ kg/cm}^2$). Nótese que para el caso de suelos saturados, el término V_{so} tiende a cero, las presiones totales se hacen iguales a las efectivas, y la expresión 6.6 resulta idéntica a la 6.3.

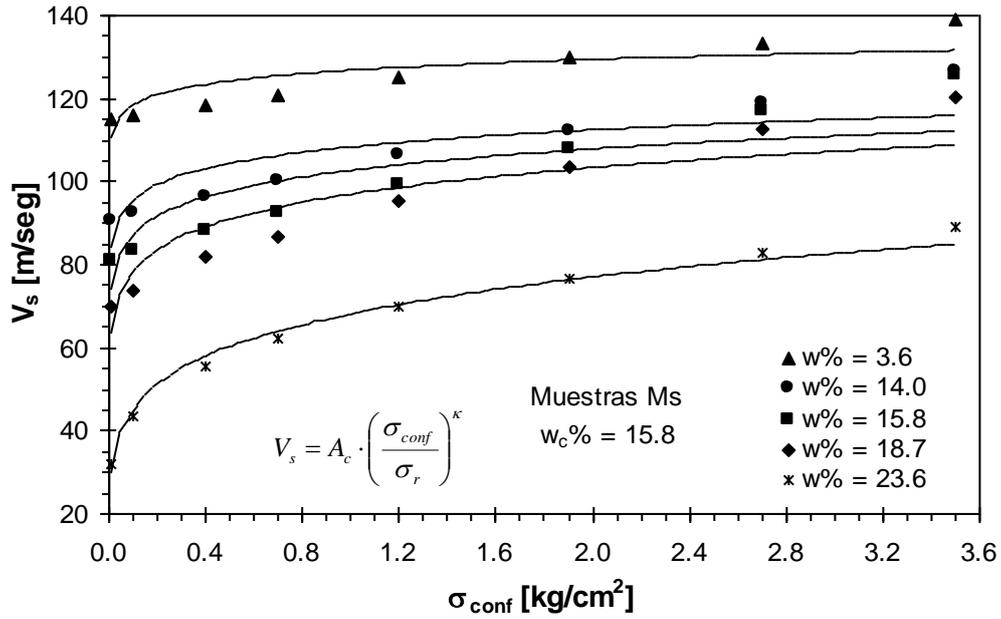


Figura 6.23: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.5. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

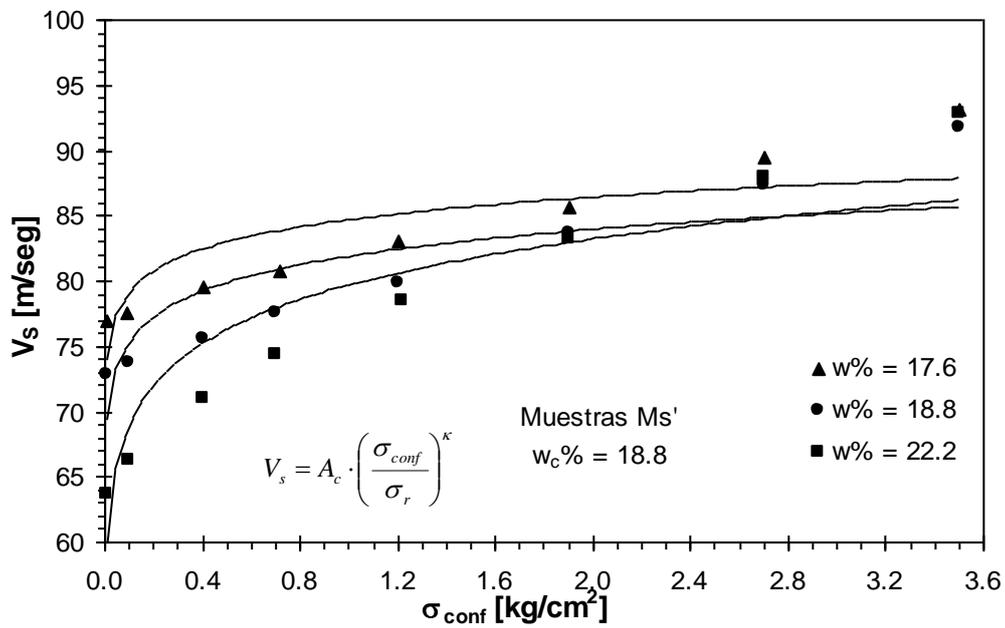


Figura 6.24: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.5. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms', compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

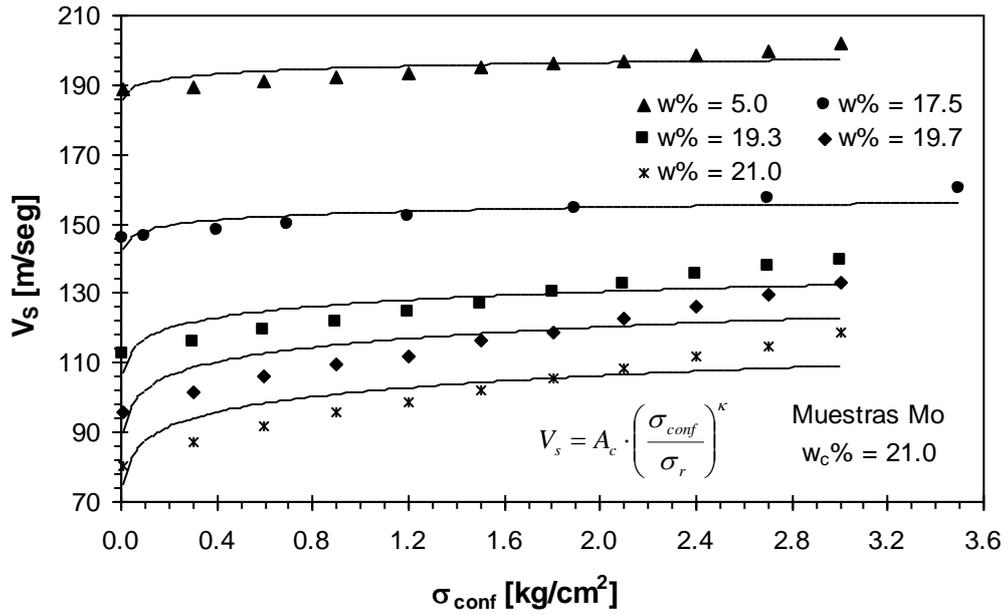


Figura 6.25: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.5. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

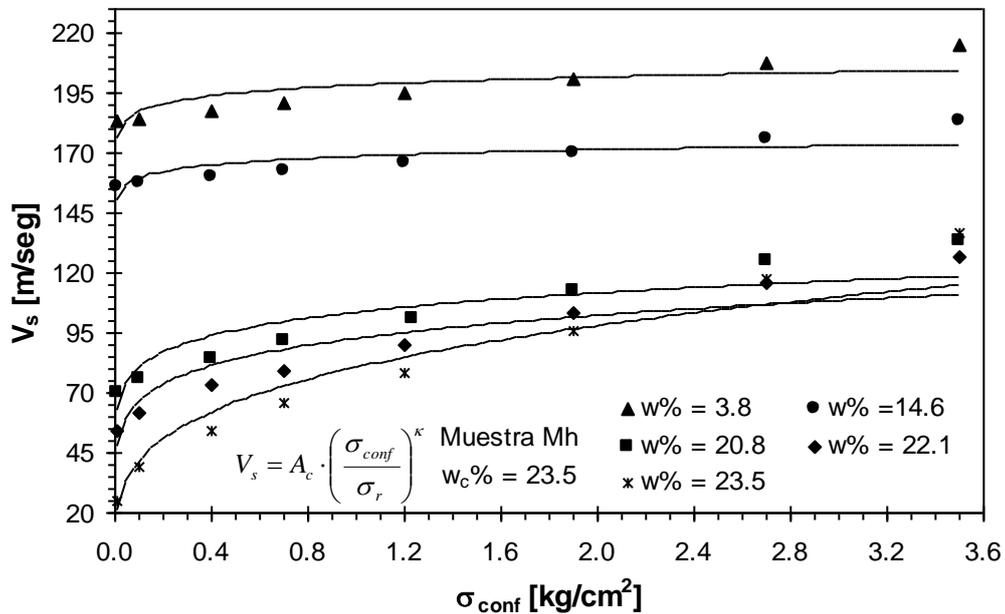


Figura 6.26: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.5. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

Tabla 6.3: Parámetros de la ecuación 6.5 correspondientes a las muestras ensayadas.

Grupo	Muestra	w %	A_c [m/seg]	κ	CR^2
Ms (Rama Seca)	Ms1	3.6	127	0.030	0.733
	Ms2	14.0	108	0.054	0.758
	Ms3	15.8	103	0.071	0.765
	Ms4	18.7	97.0	0.092	0.849
	Ms5	23.6	68.2	0.176	0.988
Ms' (Rama Seca)	Ms'1	17.6	84.7	0.029	0.719
	Ms'2	18.8	81.9	0.036	0.726
	Ms'3	22.2	79.7	0.063	0.849
Mo (Óptimo)	Mo1	5.0	195	0.011	0.626
	Mo2	17.5	153	0.015	0.758
	Mo3	19.3	127	0.037	0.711
	Mo4	19.7	116	0.054	0.734
	Mo5	21.0	102	0.065	0.779
Mh (Rama Húmeda)	Mh1	3.8	198	0.025	0.713
	Mh2	14.6	169	0.024	0.696
	Mh3	20.8	103	0.107	0.848
	Mh4	22.1	92.8	0.143	0.886
	Mh5	23.5	80.6	0.284	0.957

Las Figuras 6.27 a 6.30 muestran la concordancia de la ecuación 6.6 con los resultados experimentales obtenidos. Los parámetros de la ecuación 6.6 y los cuadrados de los coeficientes de correlación (CR^2) calculados para las diferentes muestras ensayadas se presentan en la Tabla 6.4. Se observa que existe un buen ajuste entre la ecuación 6.6 y las mediciones realizadas. Los cuadrados de los coeficientes de correlación son muy próximos a 1 en todos los casos.

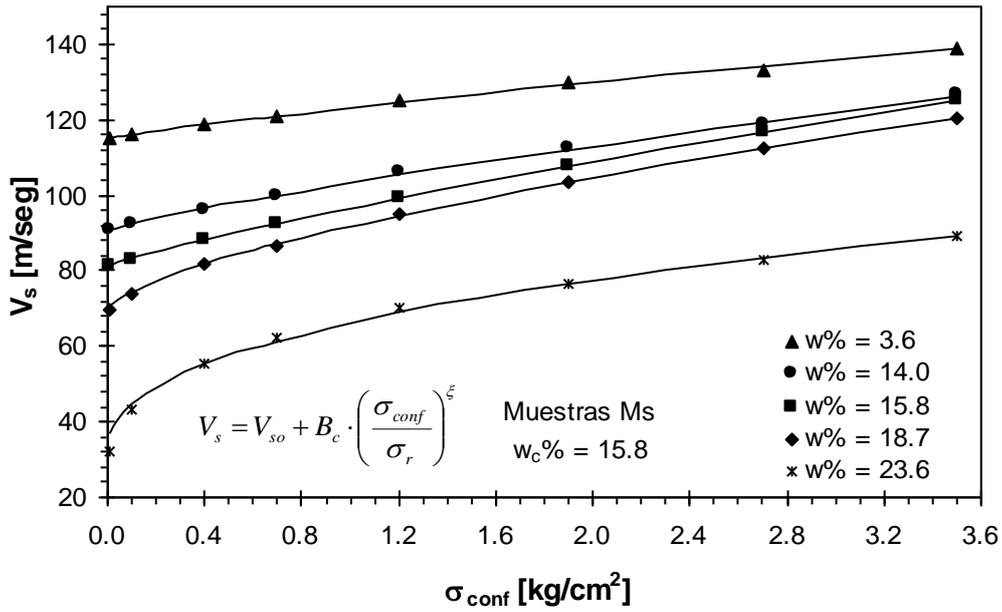


Figura 6.27: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.6. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

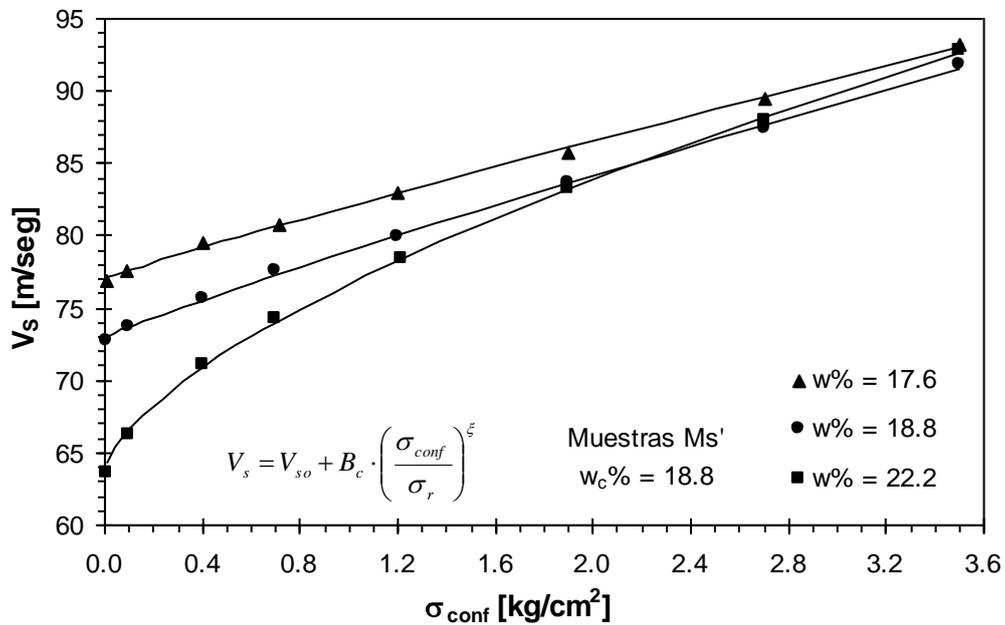


Figura 6.28: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.6. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Ms', compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

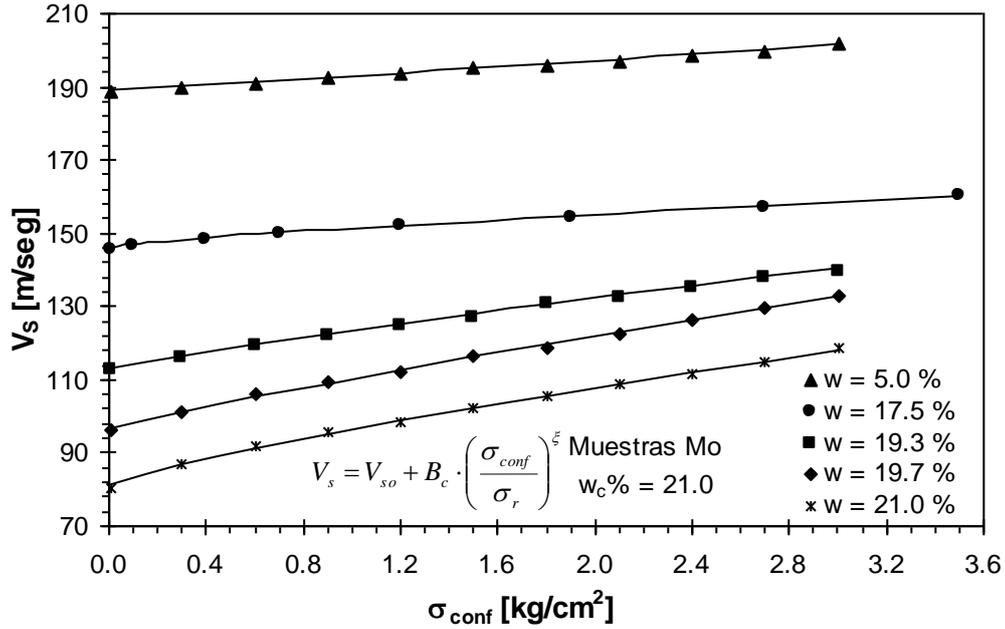


Figura 6.29: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.6. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Mo, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

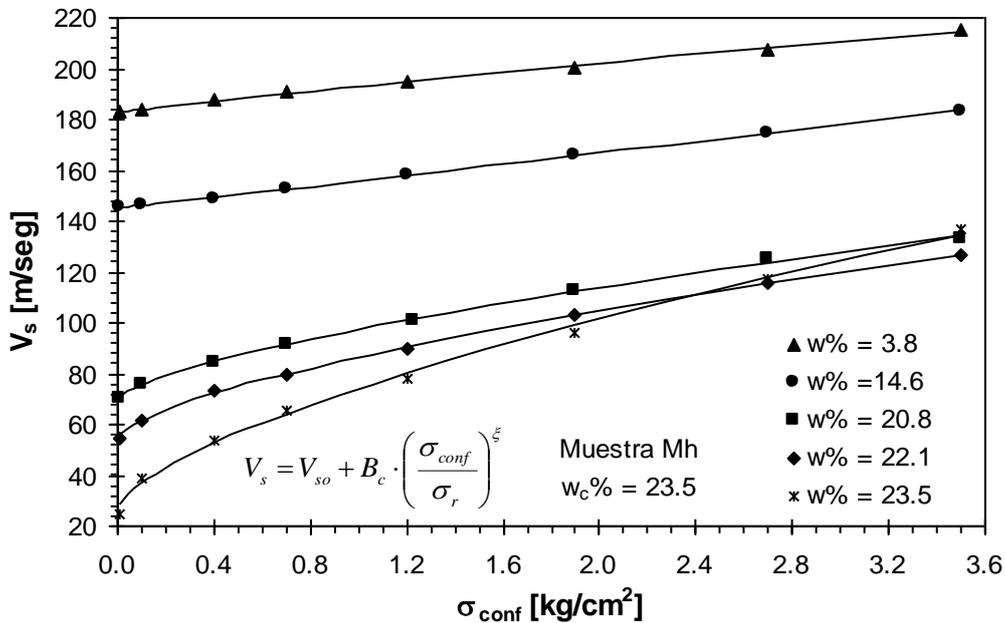


Figura 6.30: Modelación de la variación de la velocidad de ondas S con la presión de confinamiento mediante la expresión 6.6. Mediciones correspondientes a las muestras del grupo Mh, compactadas con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

Tabla 6.4: Parámetros de la ecuación 6.6 correspondientes a las muestras ensayadas.

Grupo	Muestra	w%	V_{so} [m/seg]	B_c [m/seg]	ξ	CR^2
Ms (Rama Seca)	Ms1	3.6	115	8.32	0.834	0.996
	Ms2	14.0	90.4	12.9	0.818	0.999
	Ms3	15.8	80.9	15.7	0.830	1
	Ms4	18.7	69.4	22.4	0.659	1
	Ms5	23.6	31.4	34.8	0.409	0.998
Ms' (Rama Seca)	Ms'1	17.6	77.1	4.97	0.929	0.998
	Ms'2	18.8	72.9	6.04	0.900	0.999
	Ms'3	22.2	63.5	13.2	0.631	1
Mo (Óptimo)	Mo1	5.0	189	3.95	1.060	0.994
	Mo2	17.5	146	5.44	0.774	0.999
	Mo3	19.3	113	10.6	0.873	0.999
	Mo4	19.7	96.4	13.9	0.875	0.998
	Mo5	21.0	80.8	15.7	0.783	0.999
Mh (Rama Húmeda)	Mh1	3.8	183	10.1	0.911	0.999
	Mh2	14.6	145	10.9	1.008	1
	Mh3	20.8	70	27.4	0.679	0.999
	Mh4	22.1	54.3	32.3	0.644	0.999
	Mh5	23.5	26.7	47.4	0.657	0.998

La Figura 6.31 muestra la variación de la velocidad con confinamiento nulo (parámetro V_{so}) con respecto a la humedad de ensayo ($w\%$) en las muestras ensayadas. Se observa que, al aumentar el contenido de humedad, V_{so} se aproxima a cero manifestando que el efecto de la succión en la velocidad de ondas S se hace despreciable. Por otro lado, para contenidos de humedad semejantes, las muestras Mo y Mh presentan valores de V_{so} más elevados que las muestras Ms. En este caso, la mayor densidad seca de las muestras Mo y Mh produce este efecto. Las muestras Mh y Ms' compactadas con igual densidad pero con diferente estructura no muestran diferencias apreciables en los valores de V_{so} .

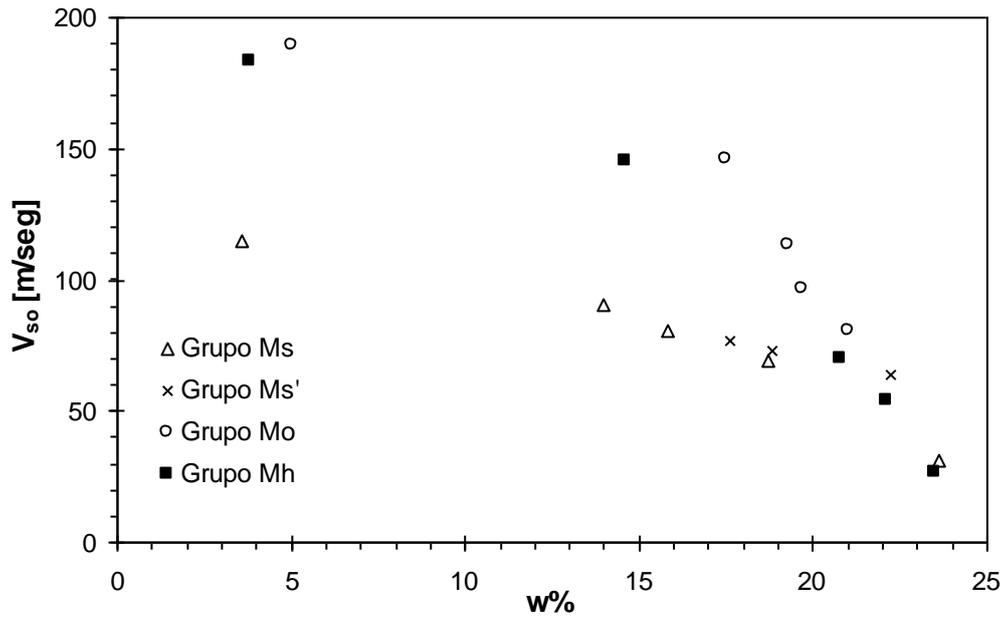


Figura 6.31: Variación de la velocidad a confinamiento nulo (V_{so}) de la ecuación 6.6 con el contenido de humedad ($w\%$) para todas las muestras ensayadas.

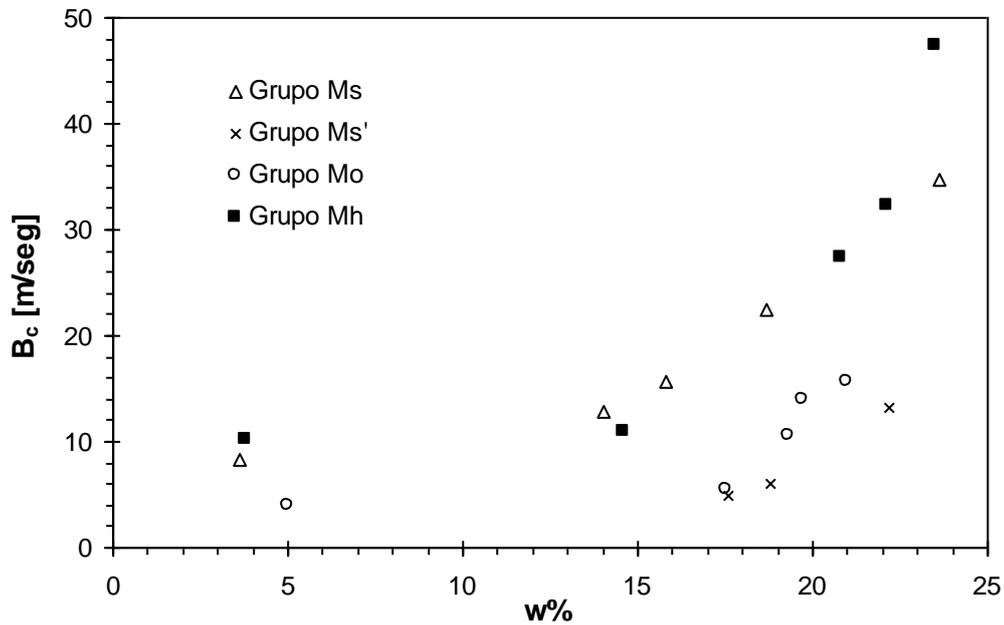


Figura 6.32: Variación del parámetro B_c de la ecuación 6.6 con el contenido de humedad ($w\%$) para todas las muestras ensayadas.

La variación del parámetro B_c de la ecuación 6.6 con la humedad de ensayo, puede apreciarse en la Figura 6.32. Se observa que B_c crece con el contenido de humedad. A

su vez, las muestras Ms y Mh de alta compresibilidad, desarrollan mayores valores de B_c que las muestras Mo y Ms', las cuales presentan una estructura floculada menos compresible. El coeficiente B_c representa el aumento que sufre la velocidad de onda cuando el confinamiento crece de 0 a 1 kg/cm^2 , es decir que B_c está relacionado con la velocidad de crecimiento de V_s al aumentar el confinamiento. Por lo tanto, puede inferirse, que este coeficiente refleja la mayor o menor compresibilidad de las muestras.

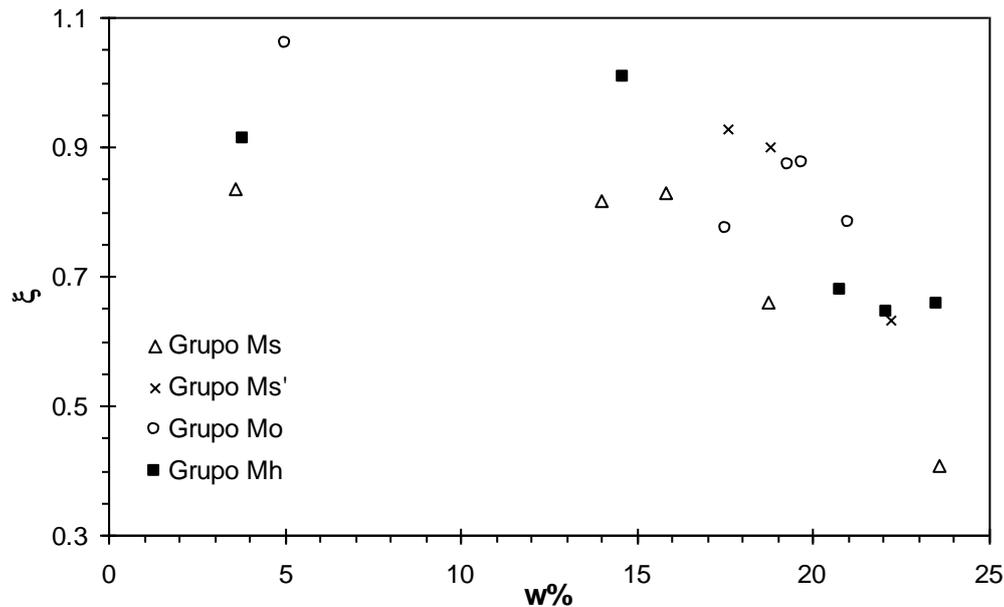


Figura 6.33: Variación del exponente ξ de la ecuación 6.6 con el contenido de humedad ($w\%$) para todas las muestras ensayadas.

Finalmente, en la Figura 6.33 se presenta la variación del exponente ξ con el contenido de humedad. Este coeficiente decrece al aumentar el porcentaje de agua en las muestras. A altos contenidos de humedad, el exponente ξ se aproxima al valor de 0.3, mientras que a bajos contenidos de humedad se hace próximo a uno. El exponente ξ está relacionado con el efecto que la presión de confinamiento ejerce en la velocidad de onda. A bajos contenidos de humedad, la succión y la rigidez de la muestra son elevados, la constante B_c adopta valores pequeños y la velocidad de onda resulta controlada fundamentalmente por el término V_{so} . En este caso el exponente ξ es próximo a la unidad y por lo tanto no tiene efecto en la velocidad de onda (V_s crece linealmente con pendiente B_c). Contrariamente, a altos contenidos de humedad, el suelo pierde succión y rigidez, aumenta su compresibilidad con lo que la constante B_c se hace

mayor, V_{so} resulta casi despreciable y la velocidad de onda es controlada fundamentalmente por la presión aplicada (σ_{conf}). En estas condiciones, el exponente ξ toma valores menores a la unidad imprimiendo una forma curva a la variación de V_s con σ_{conf} y manifestando de esta manera, el efecto del aumento de la presión de contacto entre granos al crecer el confinamiento.

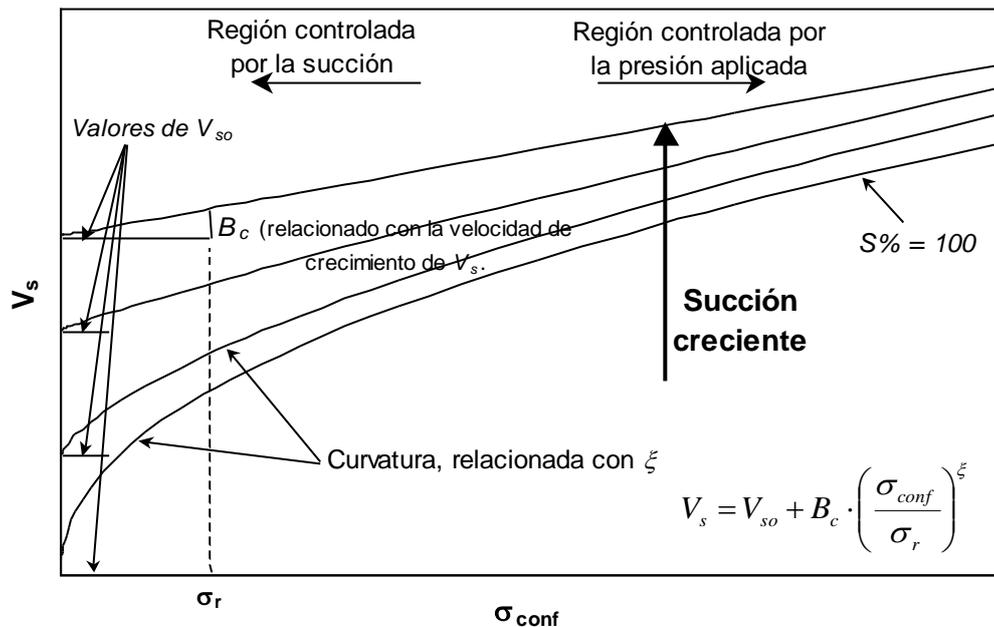


Figura 6.34: Interpretación de la ecuación 6.6 utilizada para aproximar las mediciones de variación de la velocidad de ondas S (V_s) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) realizadas en muestras de loess compactadas en diferentes puntos de la curva Proctor Estándar.

A modo de resumen, en la Figura 6.34 se han representado las tendencias generales observadas en el loess compactado (ver también Figuras 6.10 a 6.13) conjuntamente con una interpretación del significado de cada parámetro interviniente en la ecuación 6.6. En esta figura se ha representado la curva de carga saturada ($S\% = 100$). La misma representa el comportamiento de los suelos en condición saturada, en los cuales las presiones aplicadas se transforman en efectivas luego de que se produce la consolidación. Esta condición, es descrita por la ecuación 6.6 valuada con $V_{so} = 0$ y $\sigma_{conf} = \sigma'_{conf}$. Partiendo de esta condición, al disminuir el porcentaje de humedad en el suelo, el primer término de la ecuación 6.6 (V_{so}) comienza a crecer y la constante B_c a decrecer. En general, los suelos no saturados presentan una región en la cual su

comportamiento está controlado por la succión y en la que el efecto de V_{so} es dominante hasta que el suelo alcanza la saturación a altas presiones de confinamiento. En este punto, las presiones aplicadas se transforman en efectivas y la forma de las curvas se hace semejante. Las tendencias descritas en la Figura 6.34 se asemejan a las presentadas por Fernández y Santamarina (2001) para suelos cementados.

6.5.6 Relación de Poisson

Conocida la velocidad de ondas P y de ondas S, la relación de Poisson se calculó mediante la ecuación 4.9 del Capítulo 4. En las Figuras 6.35 a 6.38 se presenta la variación de la relación de Poisson (ν) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en los diferentes grupos de muestras ensayadas. Solamente se presentan los valores de ν en las muestras en las que fue posible identificar con precisión el arribo de las ondas P.

Las mediciones realizadas indican que, para el rango de presiones isotrópicas utilizadas en este trabajo (0 – 3.5 kg/cm²), el coeficiente de Poisson resulta independiente de la presión de confinamiento. Esta observación concuerda con los estudios de Mindlin y Deresiewicz (1953) y los resultados obtenidos por Hicher (1996). A su vez, no se observaron diferencias entre los valores de ν medidos en las diferentes muestras, sin importar la humedad de ensayo ($w\%$) ni la humedad de compactación ($w_c\%$). Vale destacar que no se presentan los valores de ν de las muestras con los mayores grados de saturación (muestras Mo5 y Mh5) debido a la imposibilidad de determinar la velocidad de ondas P. Los resultados presentados indicarían que el módulo de Poisson es una constante en el loess compactado con la energía del ensayo Proctor Estándar, cuyo valor oscila entre 0.38 y 0.4. Sin embargo, las mediciones realizadas no son suficientes para determinar tendencias más precisas por lo que futuros trabajos deberán apuntar al estudio de este parámetro.

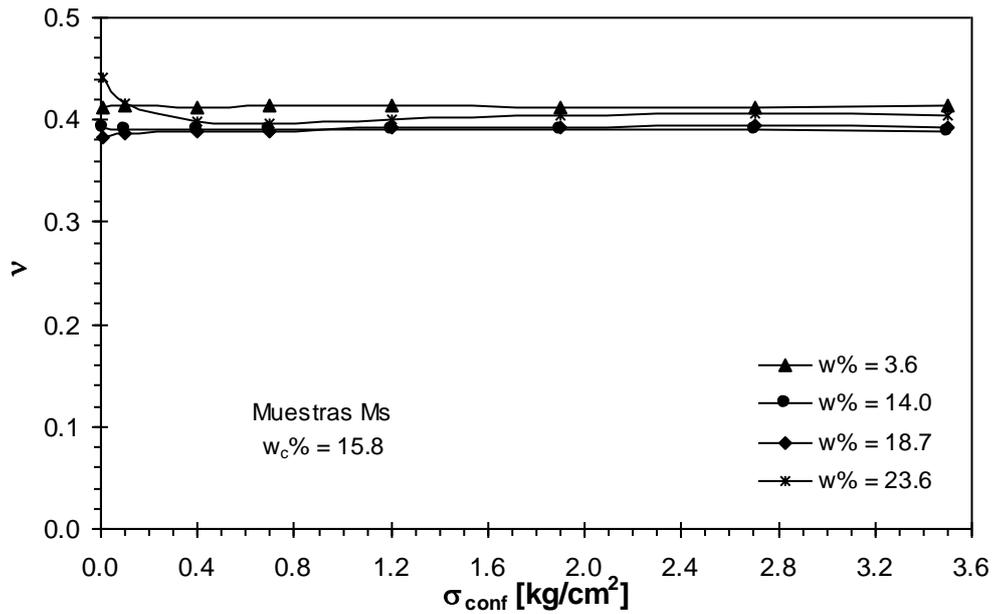


Figura 6.35: Variación de la relación de Poisson (ν) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 15.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

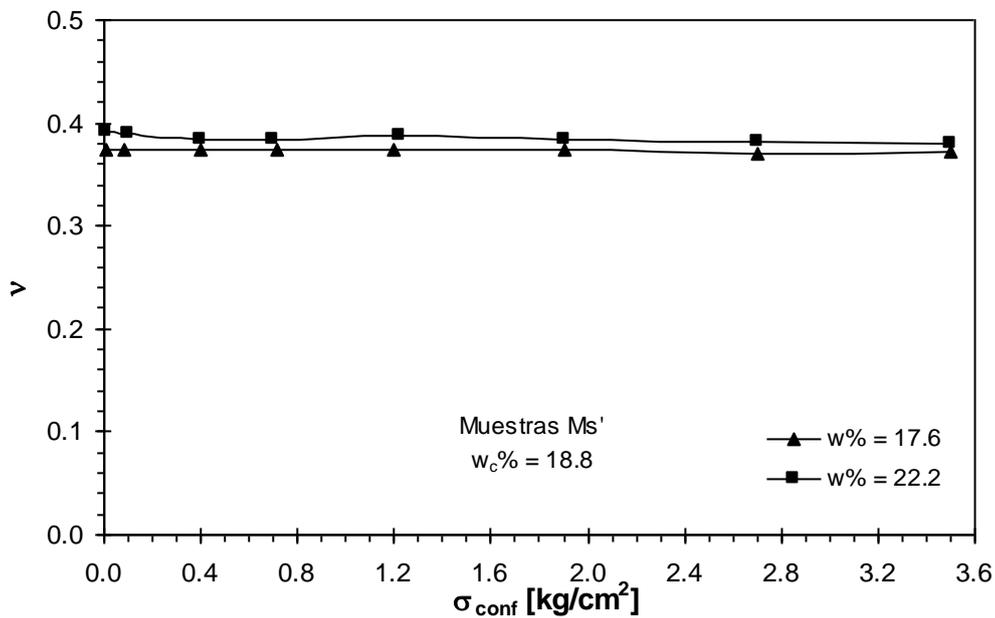


Figura 6.36: Variación de la relación de Poisson (ν) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Ms', compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 18.8 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

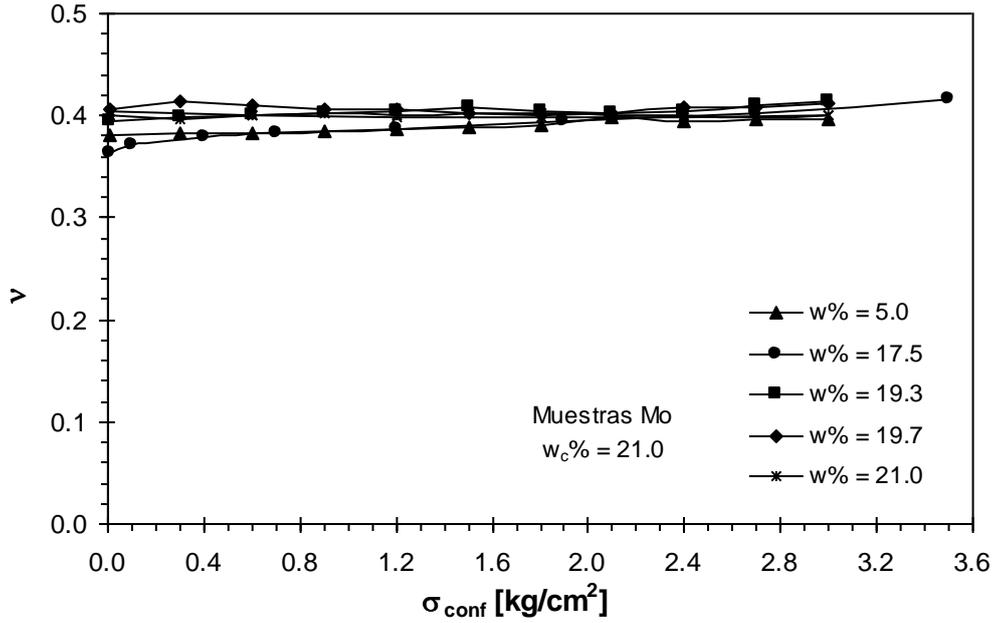


Figura 6.37: Variación de la relación de Poisson (ν) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mo, compactadas en el óptimo con una humedad ($w_c\%$) del 21.0 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

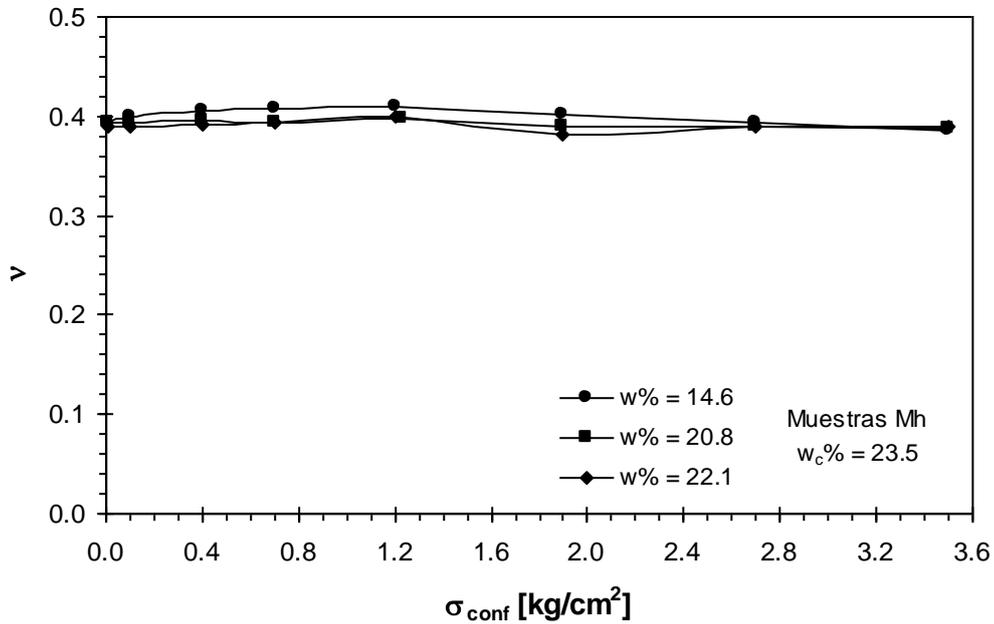


Figura 6.38: Variación de la relación de Poisson (ν) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) para las muestras del grupo Mh, compactadas en la rama seca con una humedad ($w_c\%$) del 23.5 % y ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

6.6 RESUMEN DE LOS PUNTOS PRINCIPALES

Se midió la velocidad de propagación de ondas de corte bajo condiciones de carga isotrópica en muestras de loess compactado con la energía del ensayo Proctor Estándar. Los resultados obtenidos permitieron describir la influencia del contenido de humedad, densidad de compactación, estructura interna y presión de confinamiento en la velocidad de onda y módulo de corte máximo del suelo compactado.

- a) La densidad, el contenido de humedad y la estructura interna generada durante el proceso de compactación, son las variables fundamentales que controlan la compresibilidad del loess ensayado. A menor densidad de compactación, mayor compresibilidad para una misma presión de confinamiento aplicada. Por otro lado, a mayor contenido de humedad, mayor compresibilidad del suelo en condiciones de carga isotrópica. Adicionalmente, se observó que las muestras compactadas en la rama húmeda, resultaron más compresibles que las muestras compactadas en la rama seca con igual densidad.

- b) La velocidad de ondas S o su equivalente el módulo de corte máximo, del loess compactado está gobernada por una compleja combinación de cuatro variables fundamentales: presión de confinamiento, estructura interna, contenido de humedad (o succión) y densidad de compactación. El efecto de la estructura interna en la velocidad de onda de muestras compactadas a la misma densidad pero en diferentes ramas de curva de compactación, es aparentemente poco importante. Sin embargo al crecer la presión de confinamiento, las muestras compactadas en la rama húmeda resultan más compresibles que las compactadas en la rama seca y por lo tanto la velocidad de crecimiento de la velocidad de onda con el confinamiento resulta más elevada. El papel del agua en el suelo es significativo en todos los casos. Al decrecer la succión por la adición de agua al suelo, la velocidad de onda decrece ya que se produce una disminución de las fuerzas a nivel de contacto entre partículas. Por otro lado, al crecer el contenido de humedad, el material resulta más compresible y consecuentemente la velocidad de onda resulta más fuertemente afectada por la presión de confinamiento. En el óptimo de la curva de compactación, la compresibilidad de las muestras es mínima, y la velocidad de onda es influenciada fundamentalmente por el incremento en las presiones de

contacto entre granos sufridos como consecuencia de los incrementos tensionales. Este efecto es más notorio al aumentar el contenido de humedad.

- c) La tendencia general observada para la variación de la velocidad de propagación de ondas de corte con la presión de confinamiento del suelo compactado ensayado, fue descrita en términos de tensiones totales por medio de la ecuación 6.6. El ajuste entre el modelo propuesto y las mediciones realizadas fue muy bueno. La interpretación del significado de las variables involucradas en el modelo fue resumida en la Figura 6.34.
- d) Los efectos de la tixotropía y de la frecuencia de carga no fueron considerados en el presente estudio. Se estima que la influencia de ambos parámetros en el resultado final no debería ser significativo en términos prácticos. Sin embargo, se necesita una mayor cantidad de mediciones para confirmar esta hipótesis.
- e) Finalmente, en virtud de las tendencias observadas, puede concluirse que el control de la compactación in situ a través de la medición de la velocidad de ondas no resulta apropiado en este tipo de material. En general, cuando el suelo se compacta a un contenido de humedad constante, la velocidad de onda estará controlada por la densidad de compactación. Sin embargo, si el suelo pierde humedad durante la compactación en el campo, la succión crece generando aumentos de la velocidad de onda. Por otro lado, si el suelo se compacta a baja densidad en la rama seca de la curva de compactación, la velocidad de ondas de corte estará controlada más por la succión que por la densidad. De esta manera, es posible medir velocidades de onda tan altas como las correspondientes al óptimo en un suelo pobremente compactado.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 7

**MÓDULO DE CORTE Y
AMORTIGUAMIENTO EN
MUESTRAS DE LOESS
INALTERADO MEDIDOS EN LA
COLUMNA RESONANTE**

CAPÍTULO 7

MÓDULO DE CORTE Y AMORTIGUAMIENTO EN MUESTRAS DE LOESS INALTERADO MEDIDOS EN LA COLUMNA RESONANTE

7.1 INTRODUCCIÓN

Tal como fuera expuesto en el Capítulo 2, se observa que en los últimos años, la mayor atención ha sido prestada al módulo de elasticidad correspondiente a bajas deformaciones (módulo máximo) de los suelos colapsables. Sin embargo, es poco lo que se conoce respecto del módulo correspondiente a niveles de deformación más elevados. En este Capítulo, se presentan mediciones correspondientes al módulo de corte en muestras de loess inalterado a niveles de deformación comprendidos entre 10^{-6} y 10^{-3} . Los resultados fueron obtenidos mediante ensayos de columna resonante y corte torsional estático cíclico. Se estudió la influencia del nivel de deformación, presión de confinamiento, grado de saturación, número de ciclos de carga y frecuencia de carga en el módulo de corte del loess de la provincia de Córdoba. Las mediciones realizadas en corte torsional estático cíclico y en resonancia permitieron comparar los módulos estáticos y dinámicos del loess.

La relación de Poisson en loess inalterado pudo ser determinada mediante la técnica de análisis multimodal. Se discute la validez de los resultados obtenidos y las condiciones de aplicabilidad del método empleado.

Se propuso una formulación matemática para modelar la degradación del módulo de corte con la deformación específica para cualquier condición de humedad y confinamiento del suelo ensayado. Este modelo, conjuntamente con el conocimiento del módulo máximo (correspondiente a deformaciones menores a 10^{-5}), permiten la determinación del módulo de corte a niveles de deformación pequeños y medios en loess inalterado.

Finalmente, se presentan mediciones de la relación de amortiguamiento en muestras de loess inalterado por medio del registro de la curva de decaimiento en vibraciones libres. Se observó la variación del amortiguamiento con el nivel de deformación, presión de confinamiento y grado de saturación.

7.2 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

Para este trabajo se tallaron 4 muestras cilíndricas llenas de loess inalterado. Las muestras se obtuvieron de un mismo pan extraído de los campos de la Ciudad Universitaria en la Ciudad de Córdoba (ver Capítulo 4). El tallado se efectuó en un molde 35.5 mm de diámetro con una relación altura – diámetro muy próxima a dos, tomando todas las precauciones necesarias de manera de provocar la menor alteración posible. En la Tabla 7.1 se enumeran las dimensiones, densidades y humedades de ensayo de las muestras de loess ensayadas.

Tabla 7.1: Características de las muestras de loess inalterado ensayadas en la columna resonante.

Muestra	Diámetro [mm]	Altura [mm]	γ_d [g/cm ³]	w%	S%
Mr1	35.50	69.75	1.22	9.9	22.1
Mr2	35.50	70.00	1.21	16.9	37.2
Mr3	35.50	70.00	1.21	30.6	67.3
Mr4	35.50	69.90	1.20	46.1	100.0

Referencias: γ_d : densidad seca, w%: humedad al comenzar el ensayo, S%: grado de saturación al comenzar el ensayo.

La muestra Mr2 se ensayó con la humedad natural del pan del que fue extraída (ver Tabla 7.1), mientras que las demás probetas fueron secadas o humedecidas antes de ser ensayadas.

A todas las muestras se les calculó el contenido de humedad durante el tallado y al comenzar el ensayo. La humedad medida durante el tallado ($w\%_t$) junto con el peso al finalizar el mismo (W_t) se utilizaron para calcular la densidad seca (γ_d) de la siguiente manera:

$$\gamma_d = \frac{W_t}{V \cdot \left(1 + \frac{w\%_t}{100}\right)}, \quad (\text{Ec. 7.1})$$

en la que V representa al volumen de la muestra.

Posterior al tallado y con la finalidad de llevar los contenidos de humedad a valores prefijados, se sometió a las muestras a procesos de humedecimiento o secado. Dichos procesos se realizaron como se describe a continuación.

La muestra Mr1 fue secada al aire durante 24 horas antes de ser ensamblada en la columna. En este tiempo el contenido de humedad de la muestra varió de 16.9 % a 9.9 %. El porcentaje de humedad antes de comenzar el ensayo se calculó mediante la siguiente expresión:

$$w\% = \left(\frac{W}{V \cdot \gamma_d} - 1 \right) \cdot 100 \quad (\text{Ec. 7.2})$$

siendo $w\%$ y W la humedad y el peso de la muestra antes de comenzar el ensayo de columna resonante y V y γ_d el volumen y la densidad seca de la muestra.

La muestra Mr2 se ensayó a humedad natural, para lo cual fue ensamblada en la columna resonante ni bien finalizó su tallado.

La muestra Mr3 fue humedecida de manera de aumentar su contenido de humedad desde el 16.9 %, correspondiente a la humedad natural, hasta un 30.6 %, porcentaje inferior al de saturación. En este caso, el humedecimiento se realizó con la muestra ensamblada en la columna resonante de manera de evitar el manipuleo de la misma en condición de humedad elevada y disminuir la alteración. Por este motivo, la muestra no pudo ser pesada antes del ensayo y consecuentemente no fue posible aplicar la expresión 7.2 para determinar la humedad de ensayo. La saturación se logró mediante el permeado de agua a través de la probeta desde el cabezal inferior hacia el superior.

Como la densidad seca y la gravedad específica de la muestra eran conocidas, se calculó

el volumen de vacíos de la misma, dato que se utilizó para determinar el volumen de agua necesario para alcanzar el grado de saturación deseado en la probeta. En el caso de la muestra Mr3, se permitió el ingreso a la muestra de un volumen de agua próximo a un tercio del volumen de vacíos, motivo por el cual, el grado de saturación no llegó al 100 %. Como no hubo salida ni entrada de agua por los puertos de drenaje durante el ensayo de columna resonante (a pesar de que se mantuvieron abiertos a la atmósfera), se midió el porcentaje de humedad al terminar la prueba y se consideró que es igual al inicial. A partir de este valor se calculó el grado de saturación inicial, el cual figura en la Tabla 7.1.

La muestra Mr4 fue saturada previamente a ser ensayada. Al igual que la muestra Mr3, la saturación se llevó a cabo con la muestra ensamblada en la columna resonante para disminuir la alteración. En este caso, se asumió que cuando el volumen de agua permeado fuera igual a tres veces el volumen de vacíos, la saturación sería lo suficientemente próxima al 100 % como para poder considerar que la muestra se ensayó en condición saturada. El porcentaje de humedad de la muestra que se presenta en la Tabla 7.1, se calculó asumiendo que la saturación fue del 100 % como sigue:

$$w\% = 100 \cdot \left(\frac{I}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{G_s} \right), \quad (\text{Ec. 7.3})$$

siendo γ_w la densidad del agua y $w\%$, γ_d y G_s tienen el mismo significado que en la ecuación 7.2.

Como la columna resonante solo tiene puertos de drenaje en el cabezal inferior, para permitir la circulación de agua y aire a lo largo de la muestra durante los procesos de saturación de las muestras Mr3 y Mr4, se colocó una pequeña manguera que permitiera la salida por el cabezal superior como se ilustra en la Figura 7.1.

El agua se introducía por uno de los puertos de drenaje del cabezal inferior (manteniendo el otro puerto cerrado) de manera que circulara de abajo hacia arriba en la muestra para facilitar la salida de las burbujas de aire. Una vez que el grado de

humedecimiento buscado era alcanzado, la manguera del cabezal superior se quitaba y se colocaban los o-rings para fijar la membrana de goma.

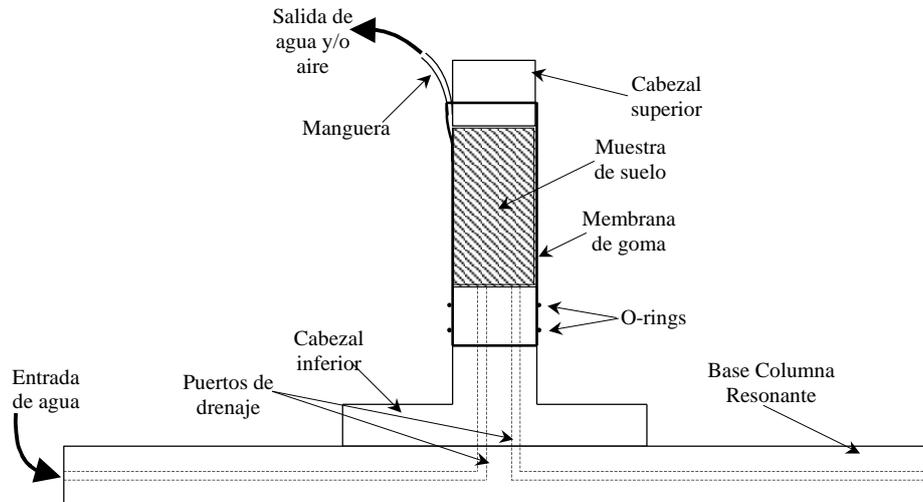


Figura 7.1: Procedimiento utilizado para la saturación de las muestras Mr3 y Mr4 en la columna resonante.

Debido a la permeabilidad relativamente baja del loess ensayado (entre 10^{-4} y 10^{-5} cm/seg) los procesos de saturación de las muestras se llevaron a cabo en tiempos cercanos a las 24 horas. Los gradientes hidráulicos utilizados para la saturación fueron extremadamente bajos, siempre menores a la unidad, ya que con gradientes mayores la alteración sufrida podría haber resultado inadmisibles. Si bien la muestra carecía de confinamiento durante la saturación, la membrana de goma que la contenía le dio el confinamiento suficiente como para que la presión hidrodinámica generada por el paso del agua no causara la destrucción de la muestra.

El monitoreo del proceso de saturación permite concluir que la alteración sufrida por las muestras durante el mismo puede considerarse poco significativa y no apreciable visualmente. Se puede soportar esta hipótesis en el hecho de que las presiones generadas fueron ínfimas, y no fueron suficientes para vencer la trabazón entre partículas.

En los ensayos de medición de velocidad de propagación de ondas con bender elements ejecutados en muestras del mismo suelo (ver Capítulo 5), se observó que los procesos de humedecimiento y secado descritos se producen sin variaciones de volumen, por lo tanto, si bien en la columna resonante no se midieron las variaciones de volumen

durante dichos procesos, se asumió que las mimas fueron nulas. El loess posee una estructura poco densa por lo que no es propenso a sufrir expansión aún a bajos confinamientos. Por otro lado, el peso propio de la probeta de loess es muy pequeño como para provocar deformaciones por peso propio en condiciones saturadas.

7.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Sobre las muestras de loess natural descritas en la Tabla 7.1, se llevaron a cabo dos tipos de ensayos en la columna resonante descrita en el Capítulo 4:

- Ensayos de columna resonante.
- Ensayos de corte torsional estático cíclico.

La descripción del equipo necesario conjuntamente con las técnicas de utilización se presentan en el mencionado Capítulo 4.

Los ensayos de columna resonante se ejecutaron mediante la metodología de barrido en frecuencias. Adicionalmente, en las muestras Mr1, Mr2 y Mr3 se aplicó la técnica de análisis multimodal. El amortiguamiento se midió a través del registro de la curva de decaimiento en vibraciones libres. Los ensayos de corte torsional estático se realizaron por medio de la medición de la curva tensión deformación del material.

Sobre cada una de las cuatro muestras preparadas (Tabla 7.1) se ejecutaron tanto ensayos de columna resonante como de corte torsional estático cíclico. Estas pruebas se llevaron a cabo en forma alternada, comenzando siempre por los ensayos de corte estático. Este orden, es inverso al utilizado por otros autores (ver por ejemplo, Stokoe et al. 1980; Kim, 1991; Borden et al. 1996). El motivo de la utilización del mismo es, que los ensayos de corte estático pudieron realizarse a menores niveles de deformación que los de resonancia, debido a que los proxímetros presentan una mayor sensibilidad que el acelerómetro para medir amplitudes de deformación. Esto permitió que la muestra no

alcance mayores deformaciones durante la aplicación de los ciclos de carga estática que durante los ensayos en resonancia.

7.3.1 Procedimiento de Ensayo

El procedimiento seguido para la realización de los ensayos fue el siguiente:

a) Se colocó la muestra en la columna resonante y se activaron todos los dispositivos periféricos, verificando el correcto funcionamiento de los mismos.

b) Se procedió a la ejecución de un ensayo torsional estático cíclico, (a confinamiento nulo en el primer salto de carga). A tal fin, se seleccionó la menor amplitud de excitación capaz de generar deformaciones medibles con los proxímetros, las cuales resultaron del orden de $1 \cdot 10^{-6}$ para las dimensiones de las muestras utilizadas. Una vez fijada la amplitud de la excitación, se procedió al registro de la curva tensión deformación del material. Estos ensayos se realizaron a una frecuencia de 0.4 Hz. Solamente se registraron de 3 a 6 ciclos de histéresis para evitar la posible degradación cíclica.

c) Debido a que con los proxímetros es posible medir deformaciones más pequeñas que con el acelerómetro, se repitió el paso (b) pero aumentando la amplitud de la excitación de manera de registrar un ciclo de histéresis en el cual la deformación alcanzada no superara el nivel de $3 \cdot 10^{-6}$, nivel mínimo medible con el acelerómetro. Generalmente se realizaron entre dos y tres ensayos de corte estático cíclico a deformaciones del orden de $1 \cdot 10^{-6}$; $2 \cdot 10^{-6}$ y $3 \cdot 10^{-6}$ antes de realizar un ensayo en resonancia.

d) Una vez concluido el ensayo de torsión estática a una deformación próxima a $3 \cdot 10^{-6}$, se procedió a la ejecución de un ensayo en resonancia. Primeramente se aplicó la técnica de excitación con ruido aleatorio para determinar en forma rápida y aproximada la frecuencia de resonancia del sistema a muy pequeñas deformaciones (menores a $3 \cdot 10^{-6}$). Una vez ubicado en forma aproximada el primer modo torsional, se excitó a la muestra con un movimiento oscilatorio armónico de amplitud mínima, pero lo suficientemente grande como para producir deformaciones en la muestra que los

acelerómetros pudieran detectar con una precisión adecuada. Las mínimas amplitudes de deformación mensurables con el acelerómetro fueron del orden de $3 \cdot 10^{-6}$ (en resonancia). Fijada la amplitud de la excitación, se hizo un barrido en frecuencias manteniendo la amplitud constante, para determinar las frecuencia de resonancia de torsión (en todos los casos) y de flexión (en los casos en que se realizó un análisis multimodal). Encontrada la frecuencia de resonancia, se dejó vibrar a la muestra en esa frecuencia, de manera de poder medir la amplitud de la deformación torsional generada. A continuación, se interrumpió bruscamente la excitación (abriendo el circuito de las bobinas) y se registró la curva de decaimiento en vibraciones libres del sistema probeta - cabezal, con la cual se midió la relación de amortiguamiento del material. En general, este procedimiento duró menos de 1 minuto, y ni bien fue concluido, se detuvo la excitación para evitar la posible degradación del suelo.

e) Con el valor del módulo medido en el paso (d), se estimó la amplitud de excitación estática necesaria para generar en la muestra una deformación mayor a la impuesta en los pasos (c) y (d). Con esta amplitud de excitación, se procedió a la ejecución de otro ensayo de corte estático cíclico, siempre a una frecuencia de carga de 0.4 Hz.

f) Paso siguiente, se ejecutó otro ensayo en resonancia, para lo cual se aumentó la amplitud de la excitación impuesta en el paso (d) de manera de generar una deformación igual a mayor a la impuesta en el paso (e).

g) los pasos (e) y (f) se repitieron sucesivamente aumentando en cada caso la amplitud de la excitación hasta llegar al máximo permitido por el equipo utilizado, tanto en resonancia como en corte estático. La excitación máxima permitida estuvo determinada por la amplitud máxima generable con el analizador de señales Stanford Research Systems SR780, o bien cuando se produjeron contactos indeseados entre los imanes y las bobinas del cabezal. En los ensayos en resonancia realizados, se registró en todos los casos la frecuencia de resonancia en torsión, mientras que la frecuencia de resonancia en flexión y la curva de decaimiento en vibraciones libres se registró en algunas ocasiones elegidas arbitrariamente.

h) Concluido el primer salto de carga, se sometió a la muestra a un estado de compresión isotrópica mediante la introducción de aire a presión en la celda a través del

panel de control de confinamiento. Una vez aplicada la presión isotrópica, se tomó lectura de las deformaciones verticales sufridas por la muestra a intervalos de tiempo prefijados, hasta que estas se hicieran despreciables. En las muestras ensayadas con bajos contenidos de humedad, las deformaciones se estabilizaron casi instantáneamente (en menos de 5 minutos), mientras que en las muestras con altos contenidos de humedad, fueron suficientes intervalos del orden de los 15 minutos para estabilizar las deformaciones. No obstante estas observaciones, en todos los ensayos realizados se esperó un tiempo mínimo de 20 minutos y un tiempo máximo de 40 minutos para iniciar con los ensayos de corte torsional estático y columna resonante.

c) Manteniendo la presión de confinamiento en un valor constante, se repitieron los pasos (b) a (g) y se prosiguió a la aplicación del salto de carga siguiente.

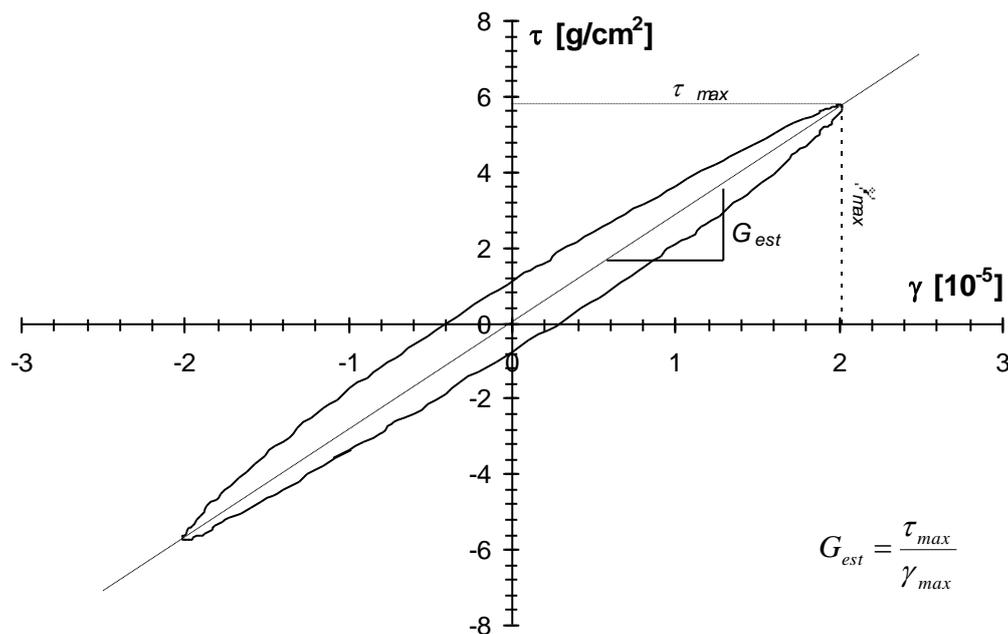


Figura 7.2: Ciclo de tensión de corte (τ) versus deformación específica de corte (γ) registrado en un ensayo de corte torsional estático cíclico. Datos correspondientes a la muestra Mr4 ensayada con un confinamiento de 0.23 kg/cm^2 y una frecuencia de carga de 0.4 Hz .

En los casos en que se quiso observar el efecto de la frecuencia de carga en el módulo de deformación del loess, se registraron distintos ciclos de histéresis para una amplitud

de excitación prefijada y distintas frecuencias excitatrices. Mientras que para apreciar la influencia del número de ciclos de carga en el módulo de corte, se mantuvo constante la excitación durante un tiempo suficiente como para registrar el número de ciclos deseado. A modo de ejemplo en la Figura 7.2 se presenta una curva tensión deformación típica obtenida en un ensayo de corte torsional estático cíclico sobre el loess inalterado estudiado. El módulo se obtuvo como la pendiente media del ciclo de histéresis obtenido. Todos los ciclos de histéresis registrados presentaron la forma elíptica que se aprecia en la Figura 7.2, consecuencia de que la velocidad de carga no fue constante sino que se utilizó una variación sinusoidal de la misma. Al utilizar velocidades de carga constante (carga monotónica) los extremos del ciclo de histéresis, en vez de redondeados, hubieran resultado bien demarcados (Santamarina et al., 2001).

7.4 COMPORTAMIENTO CARGA – DEFORMACIÓN

Al igual que en el caso del loess inalterado ensayado en la celda edométrica y del loess compactado ensayado en la celda triaxial, las mediciones presentadas en este Capítulo son analizadas considerando las deformaciones sufridas por las muestras como consecuencia de la aplicación de tensiones isotrópicas. Los asentamientos sufridos por la muestra fueron medidas con un LVDT (Linear Variable Differential Transducer). Luego, la deformación vertical fue determinada mediante la ecuación 4.2.

En la Figura 7.3 se presentan las curvas de presión isotrópica versus deformación vertical obtenidas en las muestras de loess natural Mr1 a Mr4, ensayadas con diferentes contenidos de humedad. Se observa que las curvas son similares a las medidas en muestras de loess natural ensayadas en compresión confinada (edómetro modificado) presentadas en el Capítulo 5. Vale destacar que las deformaciones correspondientes a los primeros saltos de carga pueden resultar afectadas por la penetración en la muestra de los dientes que presenta la superficie del cabezal superior de la columna resonante. Estos dientes presentan una altura de 0.5 mm y están previstos para facilitar el correcto acoplamiento entre la muestra y el cabezal.

En la Figura 7.3 se manifiesta claramente el efecto del contenido de humedad en el comportamiento tensión deformación del loess ensayado. Se puede apreciar que a medida que la humedad de ensayo aumenta, las deformaciones crecen como consecuencia de la pérdida de rigidez generada en el decremento de la succión y la posible solubilización de sales. Por otro lado, no puede precisarse con exactitud la presión de colapso de cada muestra debido a que la relación de incrementos tensionales impuestos fue demasiado grande como para definir con precisión la curva de tensión deformación y a las deformaciones adicionales producidas por la penetración de los dientes de los cabezales en las muestras.

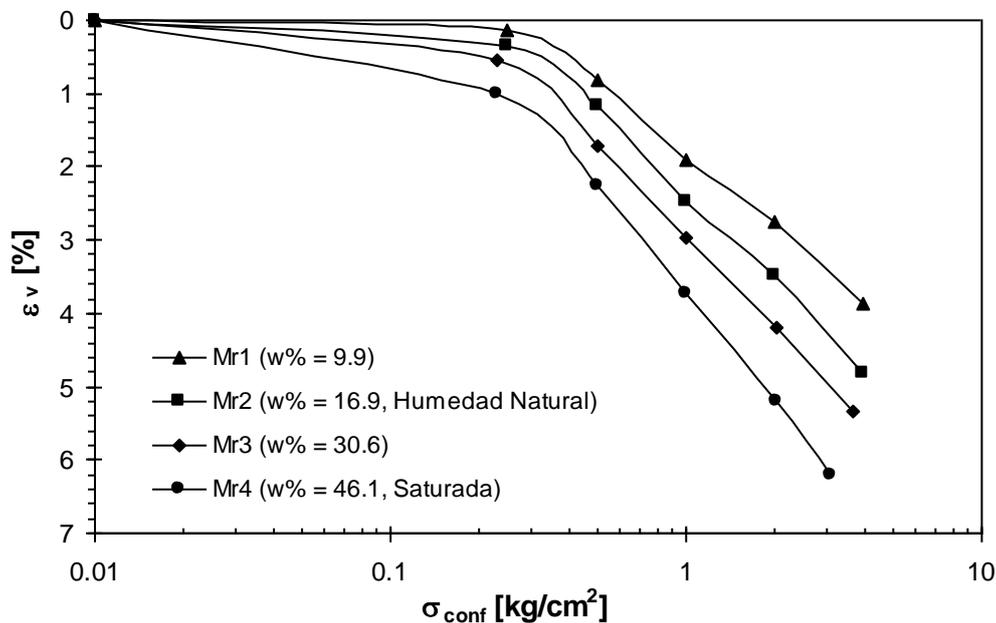


Figura 7.3: Curvas de presión isotrópica (σ_{conf}) versus deformación vertical (ε_v) registradas en muestras de loess inalterado ensayadas con diferentes contenidos de humedad ($w\%$).

7.5 MÓDULO DE CORTE

En este Capítulo se presentan mediciones del módulo de corte en muestras de loess inalterado determinado tanto en resonancia (columna resonante) como en forma cuasiestática (corte torsional estático cíclico). Con la finalidad de distinguir a un módulo de otro, se adoptó la siguiente nomenclatura: en adelante se denominará G_{din} al módulo medido en resonancia y G_{est} al módulo medido en torsión estática cíclica. A su vez,

cuando se haga referencia al módulo de corte en forma genérica, sin importar si se trata de módulo dinámico o estático, se lo identificará simplemente como G .

7.5.1 Módulo de Corte Dinámico

El módulo de corte dinámico (G_{din}) fue medido a partir de la determinación de la frecuencia de resonancia del sistema muestra - cabezal. En las muestras Mr1 a Mr4, el módulo se determinó para diferentes niveles de deformación y diferentes presiones de confinamiento.

7.5.1.1 Degradación del Módulo con la Amplitud de Deformación

Para analizar la influencia que la amplitud de deformación o distorsión angular (γ) tiene sobre el módulo de corte dinámico del loess cordobés, en los ensayos de columna resonante realizados, se varió la amplitud de la excitación. En las Figuras 7.4 a 7.7 se presentan los resultados obtenidos para las cuatro muestras ensayadas.

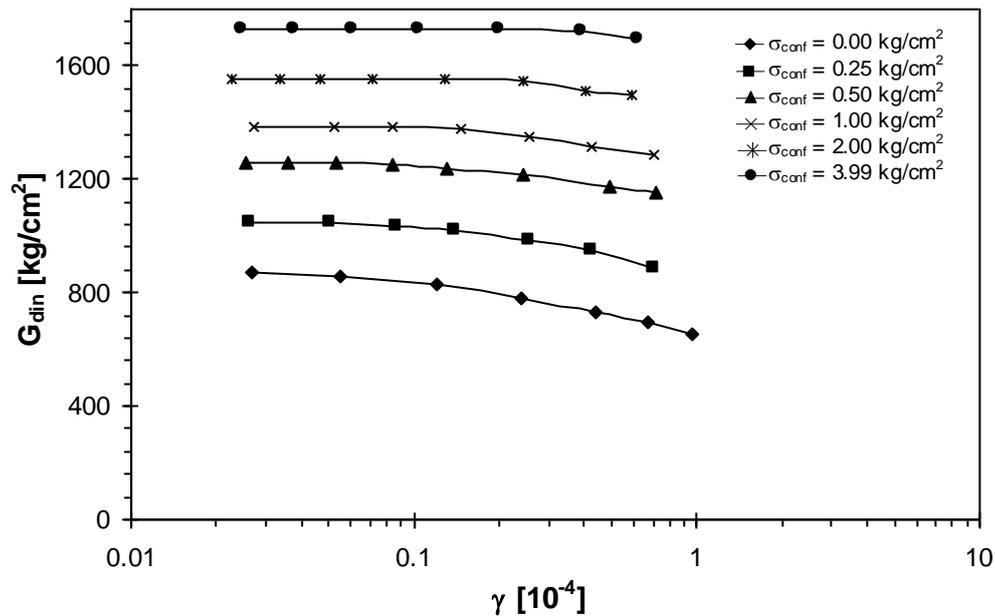


Figura 7.4: Variación del módulo de corte dinámico (G_{din}) con la amplitud de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) para la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$).

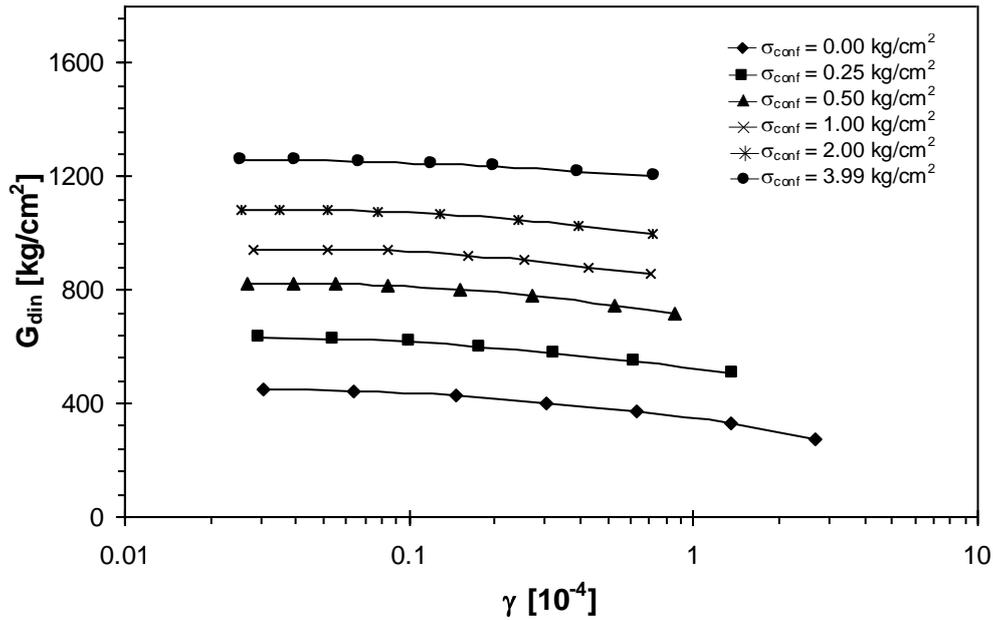


Figura 7.5: Variación del módulo de corte dinámico (G_{din}) con la amplitud de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) para la muestra Mr2, ensayada a humedad natural ($w\% = 16.9$).

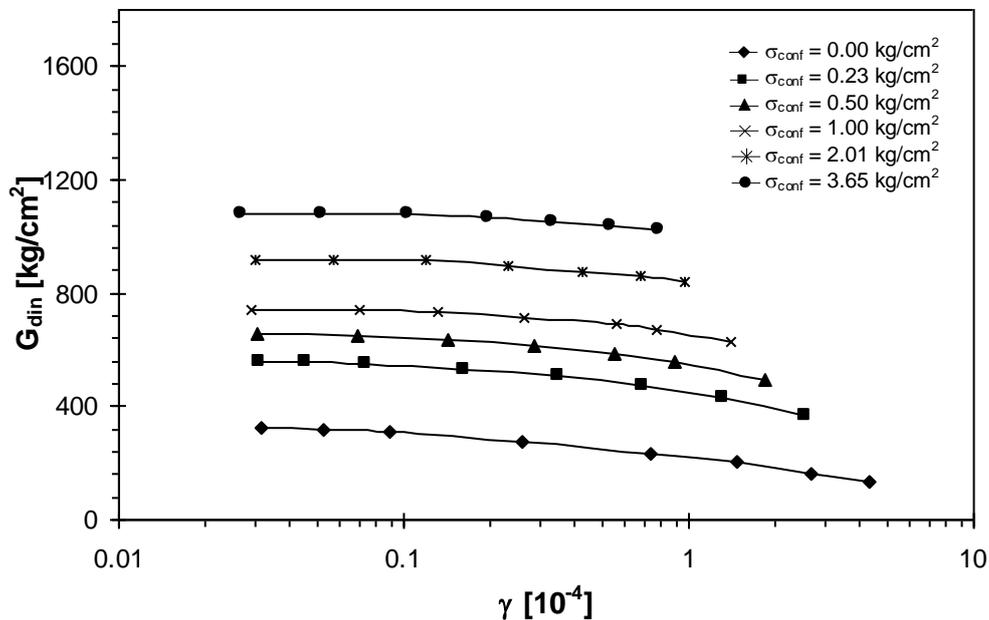


Figura 7.6: Variación del módulo de corte (G_{din}) con la amplitud de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) para la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$).

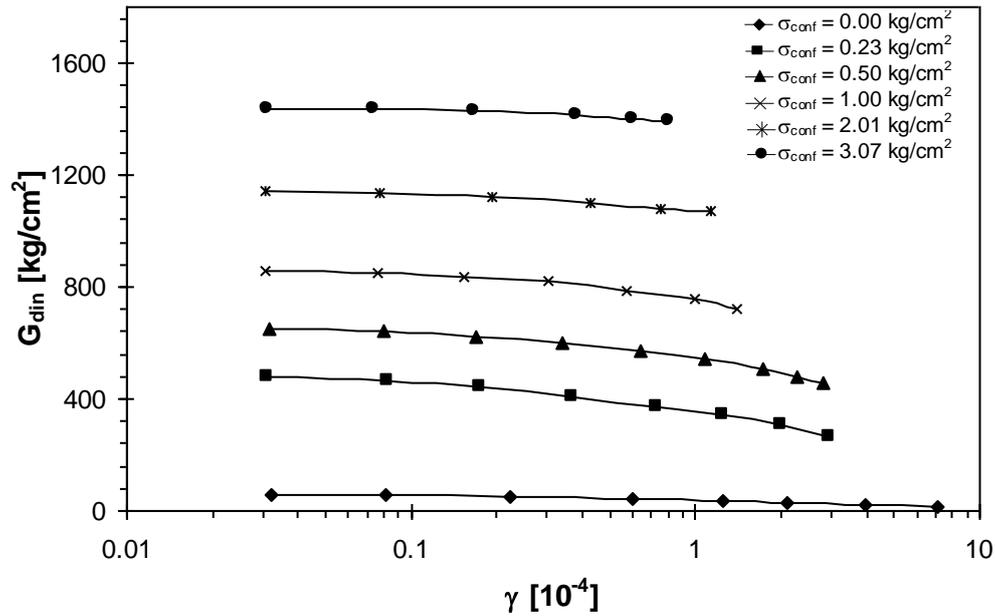


Figura 7.7: Variación del módulo de corte (G_{din}) con la amplitud de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) para la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$, saturada).

Debe tenerse en cuenta que algunos de los resultados expuestos en las Figuras 7.4 a 7.7 posiblemente estén afectados por problemas de mal acoplamiento entre la muestra y el cabezal de la manera observada por Baig et al. (1997). Este fenómeno aumenta de importancia al disminuir el confinamiento y aumentar el nivel de deformación. Por este motivo, los ensayos realizados sin confinamiento, son seguramente los más afectados por este inconveniente, ya que en estos casos, el peso del cabezal superior probablemente no haya resultado suficiente para asegurar la solidaridad entre el mismo y la cabeza de la muestra. A pesar de este inconveniente, a deformaciones inferiores a 10^{-5} , incluso en condiciones de confinamiento nulo, los módulos determinados en resonancia con la técnica excitación con ruido aleatorio fueron iguales a los medidos con la metodología de barrido en frecuencias. Adicionalmente, a estos niveles de deformación, los módulos medidos en torsión estática cíclica no presentaron mayores diferencias con los determinados en resonancia. Al aumentar el nivel de deformación y en condiciones de confinamiento nulo, el error introducido por el mal acoplamiento entre la probeta y el cabezal posiblemente se haya hecho más importante, generando degradaciones del módulo con la deformación mayores a las reales. Las mediciones disponibles no permiten cuantificar el fenómeno. No obstante esta aclaración, para el

caso de confinamientos nulos, en los demás saltos de carga (con confinamientos de 0.23 kg/cm² en adelante), las presiones fueron lo suficientemente elevadas como para garantizar el correcto acople entre la probeta y el cabezal, por lo que puede asegurarse que este problema resultó de poca importancia. Adicionalmente a las muestras presentadas, se ensayaron probetas de 70 mm de diámetro y 140 mm de altura a modo de prueba. Los resultados obtenidos no fueron considerados debido a que con probetas de estas dimensiones, los problemas de acoplamiento entre la muestra y el cabezal a escasos confinamientos, fueron manifestados en forma notable, observándose degradaciones excesivas del módulo al aumentar el nivel de deformación y resultando la frecuencia de resonancia de torsión del sistema, de difícil ubicación por resultar el pico del espectro de respuesta muy ancho.

Debido a la elevada rigidez del material ensayado, los niveles de deformación alcanzados fueron en general bajos, no superando en ningún caso distorsiones de 10⁻³. A medida que la presión de confinamiento aumentó, la deformación máxima alcanzada resultó menor, consecuencia de la rigidización sufrida por el suelo.

En las Figuras 7.4 a 7.7, se observa que el módulo de corte dinámico (G_{din}) se degrada al aumentar el nivel de deformación específico. Hardcastle y Sharma (1998), presentaron resultados similares en un loess del estado de América del Norte, en los cuales la velocidad de degradación es semejante a la aquí observada. Fleureau et al. (2002), presentaron curvas de variación del módulo de corte con la amplitud de deformación en suelos de composición similar pero en condición compactada, en las que para niveles de deformación semejantes, la degradación es mayor a la observada en este estudio. Las diferencias pueden deberse a los efectos que el remoldeo producido durante la compactación ejerce en el suelo, el cual produce un aumento en la capacidad de degradación del material, consecuencia de la destrucción de los vínculos cementantes.

La degradación del módulo con el nivel de deformación puede apreciarse más claramente, si se representa la variación del módulo normalizado (G_n) con la deformación. Se define al módulo normalizado, como el cociente entre el módulo de corte medido a una determinada deformación (G) y el módulo de corte medido al menor nivel de deformación posible para la presión de confinamiento aplicada (G_{max}).

$$G_n = \frac{G}{G_{max}} \tag{Ec. 7.4}$$

En las Figuras 7.8 a 7.11, se representa la variación del módulo de corte normalizado con la distorsión angular (γ) en las cuatro muestras ensayadas. En estas figuras puede observarse que la degradación del módulo de corte del loess inalterado no es constante sino que varía con las condiciones de humedad y confinamiento. La degradación disminuye al aumentar la presión de confinamiento y al decrecer el contenido de humedad, siendo el efecto de este último de escasa importancia.

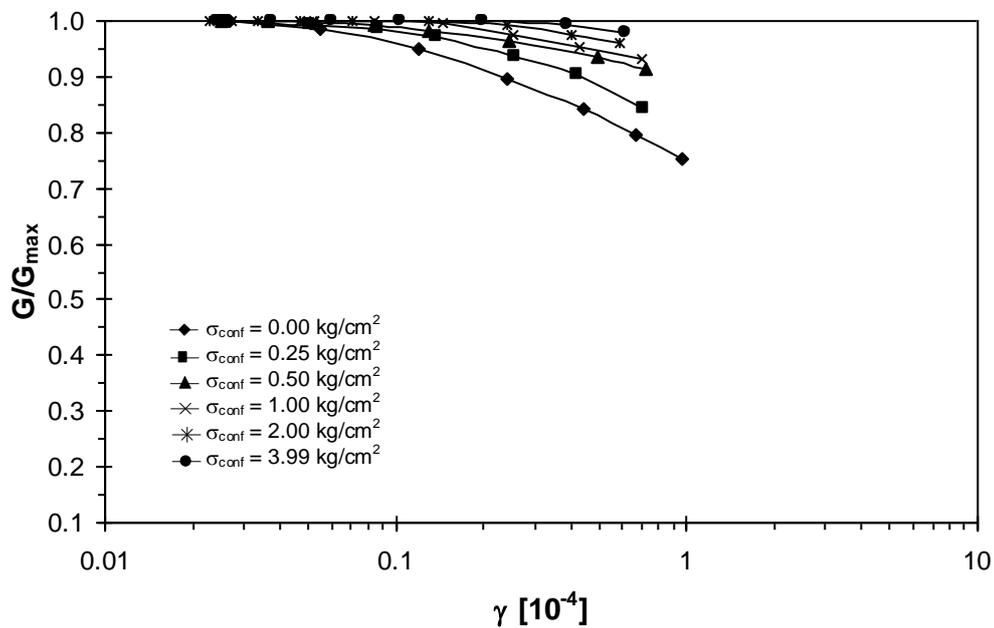


Figura 7.8: Variación del módulo de corte normalizado (G / G_{max}) con el nivel de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$).

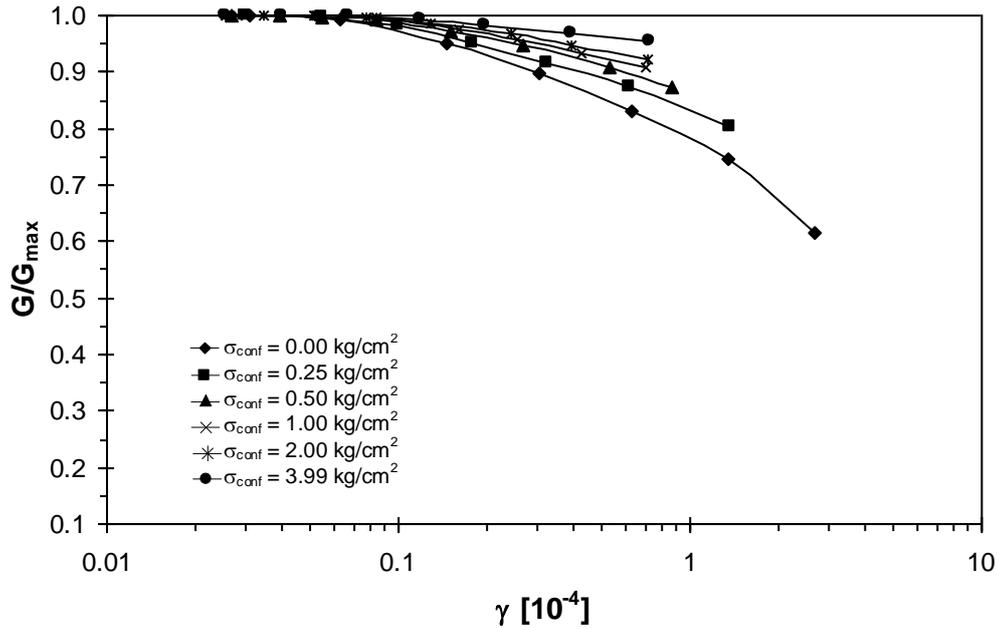


Figura 7.9: Variación del módulo de corte normalizado (G / G_{max}) con el nivel de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr2 ($w\% = 16.9$).

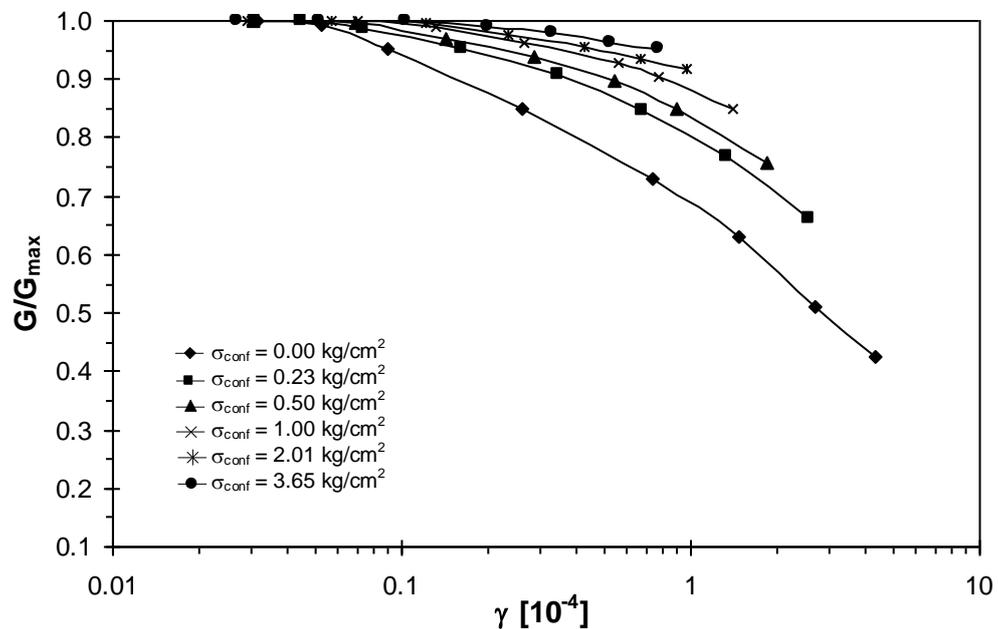


Figura 7.10: Variación del módulo de corte normalizado (G / G_{max}) con el nivel de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$).

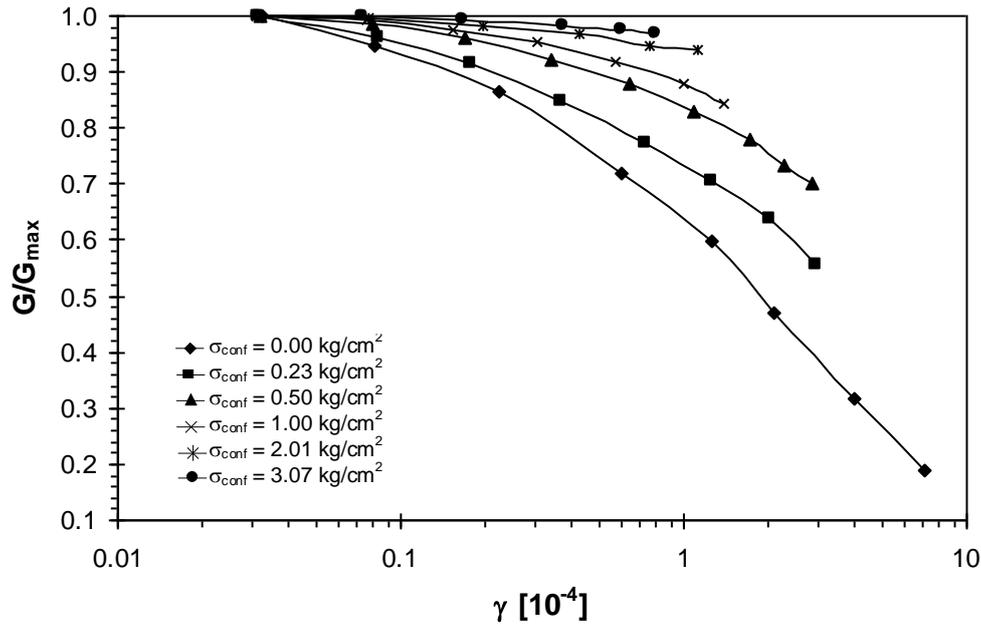


Figura 7.11: Variación del módulo de corte normalizado (G / G_{max}) con el nivel de deformación (γ) obtenida en un ensayo de columna resonante para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$).

La degradación de las muestras ensayadas correspondiente a un nivel de deformación específico de $0.6 \cdot 10^{-4}$ ha sido representada en la Figura 7.12. En esta figura, las influencias de la presión de confinamiento y el contenido de humedad en la degradación del módulo de corte con la deformación quedan evidenciadas. Se observa que la degradación disminuye al aumentar el confinamiento, en cambio, la influencia de la humedad en la degradación no es tan clara. Solamente se observa influencia del contenido de humedad a confinamientos inferiores a 0.5 kg/cm^2 , donde aparentemente la degradación disminuye al decrecer el contenido de humedad. A estos mismos niveles de confinamiento, se aprecia también un decrecimiento abrupto de la degradación con el confinamiento. Estas dos últimas observaciones, probablemente estén asociadas al efecto del mal acoplamiento de la muestra con el cabezal durante los ensayos. Esta falta de acoplamiento se traduce en una reducción del módulo de corte, por lo que debe asumirse necesaria una carga de asiento no menor a 0.25 kg/cm^2 . No obstante este inconveniente, la Figura 7.12 pone de manifiesto que el efecto del confinamiento en la degradación es más importante que el de la humedad.

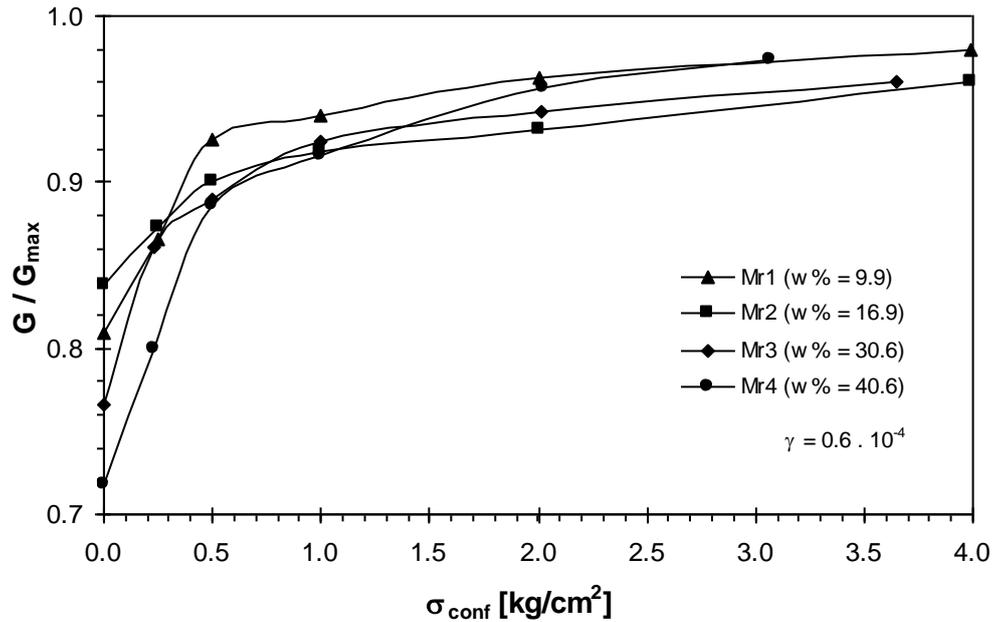


Figura 7.12: Variación del módulo de corte normalizado (G / G_{max}) correspondiente a una deformación (γ) de $0.6 \cdot 10^{-4}$ con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en las muestras Mr1 a Mr4.

El comportamiento observado puede explicarse de la siguiente manera: al aumentar el confinamiento, las fuerzas de contacto entre partículas se incrementan, lo que produce un doble efecto: por un lado se produce una rigidización de la estructura del material con el consiguiente aumento del módulo G y por otro, se produce una tendencia natural a mantener la estructura interna original y por lo tanto es necesario alcanzar deformaciones mayores para vencer las fuerzas de contacto y generar cambios en la estructura interna existente. La disminución del contenido de humedad se traduce en un incremento de las fuerzas de succión fundamentalmente en los puentes de arcilla. Este incremento de las fuerzas capilares genera un aumento en las presiones de contacto, fundamentalmente entre las partículas constitutivas de los puentes de arcilla que sirven de vínculo entre los granos de arena y limo. Este fenómeno produce un efecto semejante al del confinamiento, con la diferencia de que la acción del confinamiento se distribuye sobre todo el esqueleto del material, mientras que la succión actúa en forma predominante sobre los puentes constituidos por la fracción fina del loess y que sirven de vínculo entre las partículas de limo y arena. Este efecto más abarcativo del confinamiento hace que su influencia en la degradación del módulo, sea más importante que la de la succión.

La relación entre el módulo normalizado (G / G_{max}) y la deformación específica (γ) ha sido estudiada por diferentes autores en diferentes tipos de suelos (ver Capítulo 2). Muchos de estos resultados se obtuvieron para confinamientos del orden de una atmósfera, lo que ha llevado a que en ocasiones no se haya tenido en cuenta el efecto de la presión de confinamiento en tales propiedades, estableciéndose curvas típicas de G / G_{max} versus γ para diferentes suelos, sin importar el nivel de confinamiento impuesto (Seed e Idriss, 1970; Stokoe y Lodde, 1978; Isenhow er, 1979; Stokoe et al., 1980; Kim, 1991). En la Figura 7.13 se presentan diferentes curvas presentadas en la literatura junto con los resultados obtenidos en este trabajo para confinamientos de 0.25 kg/cm^2 y superiores. Las mediciones realizadas a confinamientos nulos no fueron tenidas en cuenta por estar afectadas por posibles malos acoplamientos entre la muestra y el cabezal.

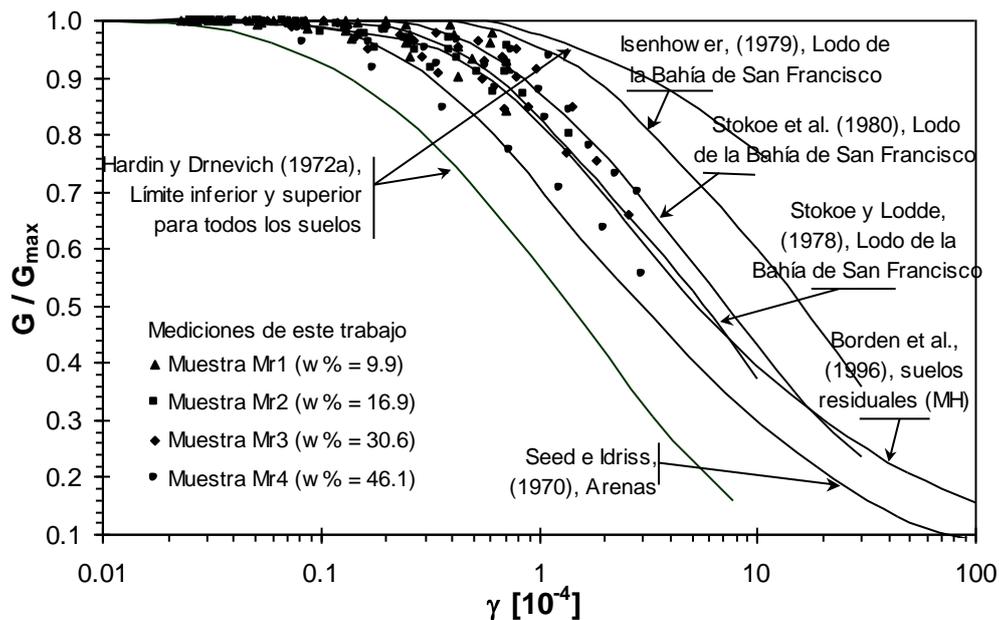


Figura 7.13: Curvas de variación del módulo normalizado (G / G_{max}) con la deformación específica de corte (γ) propuestas por diferentes autores en diferentes tipos de suelos en condición saturada junto con los resultados obtenidos en este trabajo.

En la Figura 7.13 se aprecia que las mediciones realizadas en este trabajo, si bien caen dentro del rango de variación propuesto por Hardin y Drnevich (1972a), presentan una gran dispersión. Esta dispersión se debe fundamentalmente a la influencia de la presión

de confinamiento en las curvas de degradación del módulo normalizado, efecto que no ha sido tenido en cuenta por algunos de los autores citados en la figura.

Darendeli et al. (2001) hicieron observaciones semejantes en muestras de una arena limosa. Estos autores destacaron la influencia de la presión de confinamiento en las curvas de degradación del módulo normalizado con la deformación específica, notando que la degradación es menor al aumentar la presión de confinamiento.

7.5.1.2 Límite Elástico

Actualmente se reconocen dos límites de deformación en el comportamiento de los suelos (ej. Vucetic, 1994): el límite elástico (γ_e) y el límite volumétrico (γ_v), siendo $\gamma_v > \gamma_e$. Para deformaciones inferiores al límite elástico (γ_e) el suelo se comporta en forma lineal y elástica, es decir tiene un módulo de valor constante y no sufre deformaciones permanentes cuando es descargado (ver Capítulo 2). Entre los límites elástico y volumétrico, el suelo se transforma en no lineal, es decir el módulo se degrada con la deformación, pero se mantiene elástico, ya que los cambios que se producen en su microestructura son despreciables o nulos. Por encima del límite volumétrico, el suelo se comporta en forma extremadamente no lineal e inelástica. Cuando se supera el límite volumétrico, el suelo sufre degradación cíclica. El límite elástico se determina generalmente como la deformación correspondiente a un valor del módulo normalizado (G/G_{max}) mayor o igual a 0.9 (Santamarina et al., 2001).

A partir de los resultados de las figuras 7.8 a 7.11 se determinó el límite elástico (γ_e) para las muestras ensayadas, como la máxima deformación para la cual el módulo normalizado (G/G_{max}) se mantuvo igual a 1. Los valores de γ_e obtenidos, se presentan en la Tabla 7.2. En dicha Tabla, no se consideran los valores de γ_e correspondientes a confinamientos nulos por estar posiblemente afectados por problemas de mal acoplamiento entre la muestra y el cabezal. En las muestras Mr1 y Mr4 los valores de γ_e correspondientes a presiones de 0.25 kg/cm² no pudieron precisarse con exactitud por producirse degradación del material incluso al menor nivel de deformación alcanzado en la medición. Lo mismo ocurrió en la muestra Mr4 para una presión de 0.5 kg/cm². En

estos casos, en la Tabla 7.2 se indicó que el γ_e es menor o igual que $3 \cdot 10^{-6}$. En la Figura 7.14 se presentan en forma gráfica los datos de la Tabla 7.2.

Tabla 7.2: Valores del límite elástico (γ_e) determinados en las muestras ensayadas para las diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) aplicadas.

Muestra	w %	σ_{conf}	γ_e	Muestra	w %	σ_{conf}	γ_e
Mr1	9.9	0.25	$\leq 3 \cdot 10^{-6}$	Mr3	30.6	0.23	$5 \cdot 10^{-6}$
		0.50	$4 \cdot 10^{-6}$			0.50	$7 \cdot 10^{-6}$
		1.00	$8 \cdot 10^{-6}$			1.00	$7 \cdot 10^{-6}$
		2.00	$1 \cdot 10^{-5}$			2.01	$1 \cdot 10^{-5}$
		3.99	$1.7 \cdot 10^{-5}$			3.65	$1.2 \cdot 10^{-5}$
Mr2	16.9	0.25	$5 \cdot 10^{-6}$	Mr4	46.1	0.23	$\leq 3 \cdot 10^{-6}$
		0.50	$5 \cdot 10^{-6}$			0.50	$\leq 3 \cdot 10^{-6}$
		1.00	$8 \cdot 10^{-6}$			1.00	$8 \cdot 10^{-6}$
		2.00	$1 \cdot 10^{-5}$			2.01	$9 \cdot 10^{-6}$
		3.99	$1.1 \cdot 10^{-5}$			3.07	$1.2 \cdot 10^{-5}$

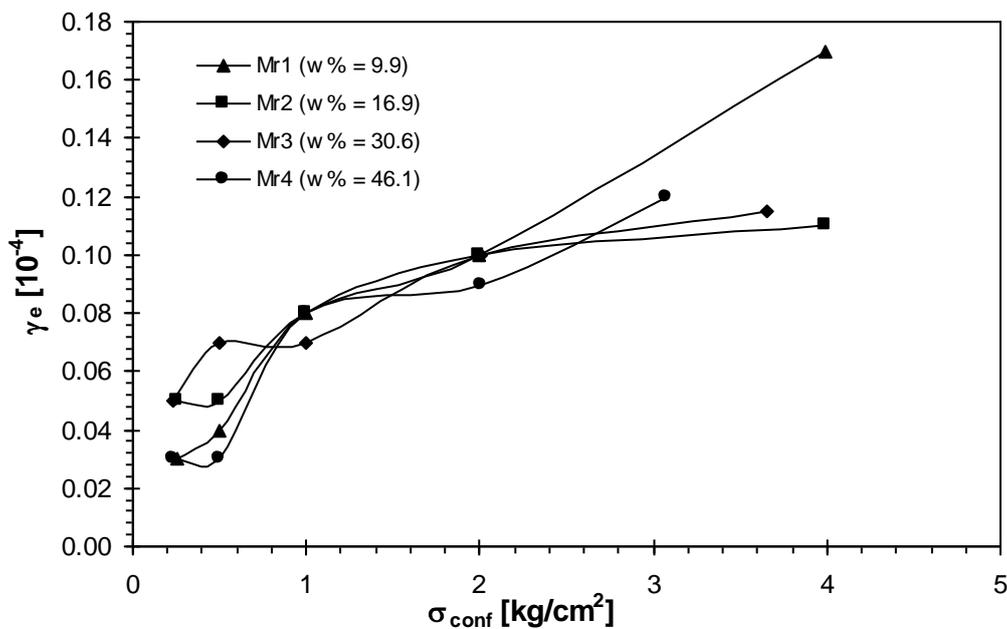


Figura 7.14: Variación del límite elástico (γ_e) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en las cuatro muestras ensayadas.

Los resultados presentados en la Figura 7.14 no muestran una tendencia clara, sin embargo puede apreciarse que el rango del comportamiento elástico del loess cordobés tiende a crecer a medida que el confinamiento es mayor. No se aprecia una influencia definida del contenido de humedad en el límite elástico.

Los resultados expuestos permiten concluir que en el loess ensayado, para confinamientos entre 0.25 y 4.00 kg/cm², el límite del comportamiento elástico se encuentra comprendido entre $3 \cdot 10^{-6}$ y $2 \cdot 10^{-5}$, cualquiera sea el contenido de humedad.

El comportamiento descrito para γ_e no difiere esencialmente del observado para otros tipos de suelos. Si embargo queda para futuros trabajos comparar estos valores con mediciones en suelos remoldeados para evaluar el efecto de la cementación, la cual podría causar un aumento de γ_e tal como fue observado por Jovicic y Coop (1997) y Fernández y Santamarina (2001).

7.5.1.3 Influencia de la Presión de Confinamiento y del Grado de Saturación en el Módulo de Corte Dinámico

En las Figuras 7.4 a 7.7 puede estimarse el efecto de la presión de confinamiento y del contenido de humedad en el módulo de deformación del loess ensayado. El módulo crece con el confinamiento y decrece con el contenido de humedad de la manera observada en el Capítulo 5 en los ensayos realizados en el edómetro modificado. La influencia de estas dos variables puede apreciarse más claramente en la Figura 7.15, en la que se ha representado la variación del módulo medido en resonancia (G_{din}) con respecto a la presión de confinamiento aplicada, en las cuatro muestras ensayadas (ver Tabla 7.1). La Figura 7.15 presenta los valores del módulo de corte correspondientes a una amplitud de distorsión angular (γ) de $1 \cdot 10^{-5}$. Las curvas de variación del módulo con la presión de confinamiento obtenidas para otros niveles de deformación son similares.

Se observa que el módulo crece con la presión de confinamiento. El aumento en el módulo al crecer el confinamiento está asociado a un doble efecto. Por un lado se debe al incremento generado en las tensiones de contacto entre las partículas (Cascante y

Santamarina, 1997) y por otro lado es consecuencia de la compresión sufrida por la estructura del suelo con la consecuente disminución en la relación de vacíos (Seed e Idriss, 1970; Hardin y Drnevich, 1972a).

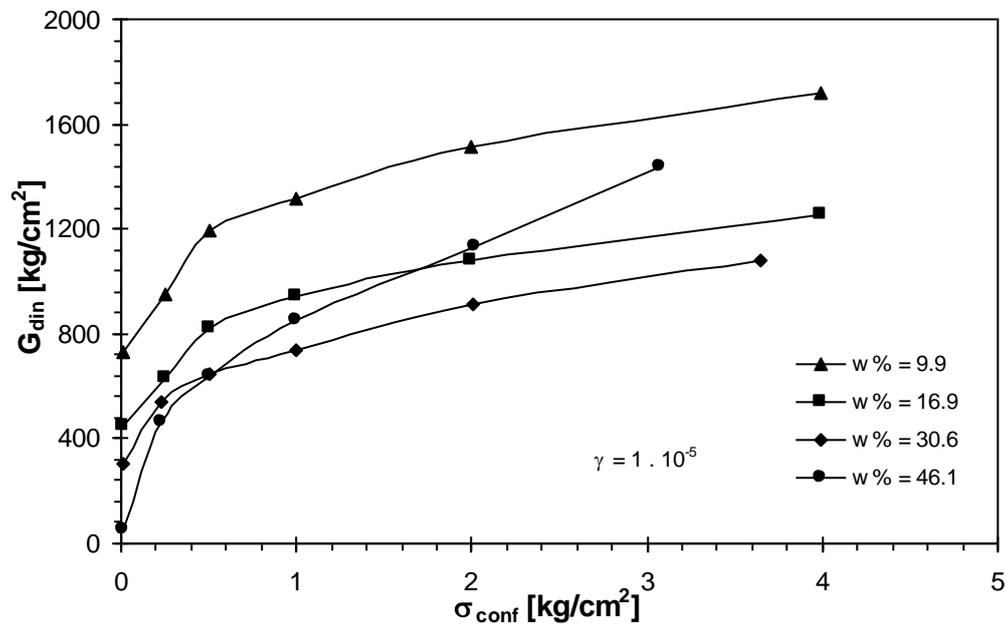


Figura 7.15: Variación del módulo de corte dinámico (G_{din}) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en muestras de loess inalterado con diferentes contenidos de humedad ($w\%$). Los módulos presentados corresponden a un nivel de deformación específica (γ) de $1 \cdot 10^{-5}$.

El efecto del contenido de humedad en el módulo de corte dinámico puede observarse en la Figura 7.16. En esta figura, se ha representado la variación del módulo con el contenido de humedad para diferentes presiones de confinamiento. Al igual que en el caso de la Figura 7.15 los módulos representados corresponden a una deformación específica de $1 \cdot 10^{-5}$. En esta figura, puede observarse que cuando el confinamiento es nulo, el módulo de corte decrece al aumentar el contenido de humedad. Este comportamiento se origina en la pérdida de rigidez generada en la estructura del suelo como consecuencia de la disminución de la succión. A medida que la presión de confinamiento crece, la rigidez de la estructura del suelo se ve afectada de diferentes maneras. Por un lado, aumenta la presión de contacto entre granos, lo que produce un incremento de la rigidez. Pero por otro lado, al crecer el confinamiento, la muestra disminuye su volumen, lo que genera un doble efecto: a) el grado de saturación crece, la

succión decrece y el suelo pierde rigidez, b) la relación de vacíos disminuye, aumenta el número de coordinación entre partículas y el suelo gana rigidez. En las mediciones presentadas en las Figuras 7.15 y 7.16, la combinación de estos fenómenos produce como resultado final un aumento del módulo con la presión de confinamiento. Esto significa que los efectos que tienden a incrementar la rigidez predominan sobre el efecto que tiende a disminuir a la misma.

En la Figura 7.3 se presentaron las curvas de presión - deformación obtenidas en las muestras ensayadas. En esta gráfica se observa que las muestras con mayores grados de saturación fueron las que sufrieron las deformaciones volumétricas (compresión) más elevadas. Como consecuencia, el aumento del módulo con el confinamiento en estas probetas también será mayor.

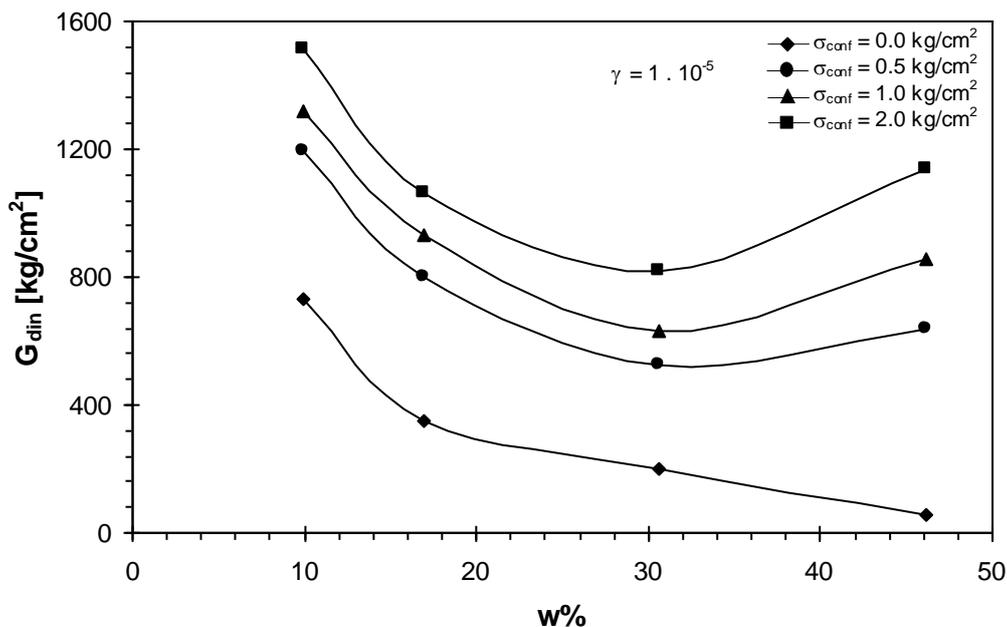


Figura 7.16: Variación del módulo dinámico (G_{din}) con el contenido de humedad ($w\%$) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}). Los datos corresponden a una amplitud de deformación (γ) de $1 \cdot 10^{-5}$.

El comportamiento descrito estaría indicando que en el loess inalterado, el aumento del contenido de humedad tiene un doble efecto. Por un lado, disminuye las fuerzas capilares generadas por la succión, produciendo una pérdida de rigidez en la estructura del suelo; pero por otro, genera un estructura más compresible, lo que se traduce en un

mayor crecimiento del módulo dinámico con el confinamiento. El valor de los incrementos sufridos por el módulo como consecuencia de la compresión del esqueleto del suelo puede alcanzar una magnitud tal, que una muestra con alta humedad (baja succión), puede desarrollar un módulo más elevado que una muestra idéntica, sometido al mismo confinamiento, pero ensayada en condición más seca. Esta última observación se manifiesta en la Figura 7.16 en la que para presiones de confinamiento de 0.5, 1.0 y 2.0 kg/cm² se observa que la muestra Mr4, con un contenido de humedad del 46.1 %, desarrolla mayores valores del módulo que la muestra Mr3, con un contenido de agua del 30.6 %.

Los datos representados en la Figura 7.16 ponen de manifiesto que la influencia del contenido de humedad en la magnitud del módulo de corte del loess inalterado puede resultar más significativa que la de la presión de confinamiento. Estas observaciones concuerdan con las realizadas en el Capítulo 5, sobre muestras similares de loess inalterado ensayadas en compresión confinada con medición de velocidad de onda. Hardcastle y Sharma (1998) hicieron observaciones semejantes en muestras de loess del estado de Michigan (E.E.U.U.).

Finalmente, en base a las observaciones realizadas, es posible concluir que el comportamiento tensión - deformación del loess natural se ve doblemente afectado por los efectos del confinamiento y del contenido de humedad. Por un lado, el módulo crece al aumentar el confinamiento y disminuir la humedad, pero por otro lado, estos factores producen una disminución en la degradación sufrida por el material, siendo en este caso, más significativa la influencia de la presión de confinamiento.

7.5.2 Módulo Estático

Para medir el módulo de corte estático (G_{est}) del loess cordobés se ejecutaron ensayos de corte torsional cíclico sobre las cuatro muestras descritas en la Tabla 7.1. Estos ensayos se realizaron a frecuencias de carga inferiores a los 2 Hz de manera de no generar fuerzas máxicas y por lo tanto asegurar la condición de carga estática.

7.5.2.1 Comparación de los Módulos Estático y Dinámico

Al igual que en el caso de los módulos medidos en resonancia, el módulo estático se midió para diferentes amplitudes de deformación. Sin embargo, los niveles de distorsión angular máximos alcanzados en los ensayos de corte torsional estático, resultaron inferiores a los alcanzados en resonancia debido a que las fuerzas de inercia fueron nulas. Este hecho, sumado a la alta rigidez del loess inalterado en estado semisaturado, impidieron registrar con el equipamiento disponible, módulos correspondientes a niveles de deformación superiores a 10^{-4} . Por este motivo, las curvas de variación de G_{est} con la deformación específica (γ), no presentan un desarrollo suficiente como para sacar conclusiones acerca de la degradación del módulo con la deformación. En las Figuras 7.17 a 7.20 se presentan las variaciones de los módulos estáticos con la deformación medidas en las muestras Mr1 a Mr4. En estas mismas figuras, se ha graficado también a los módulos dinámicos obtenidos en los ensayos de columna resonante a los fines de cotejar resultados.

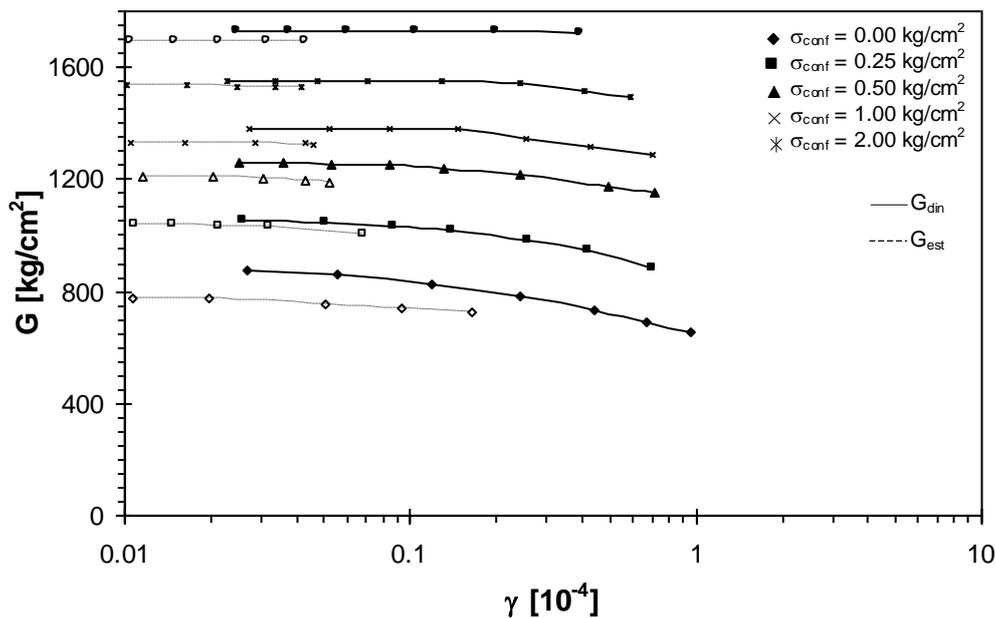


Figura 7.17: Variación de los módulos dinámico (G_{din}) medido en resonancia y estático (G_{est}) medido en corte torsional estático con la amplitud de deformación (γ) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) medidos en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$).

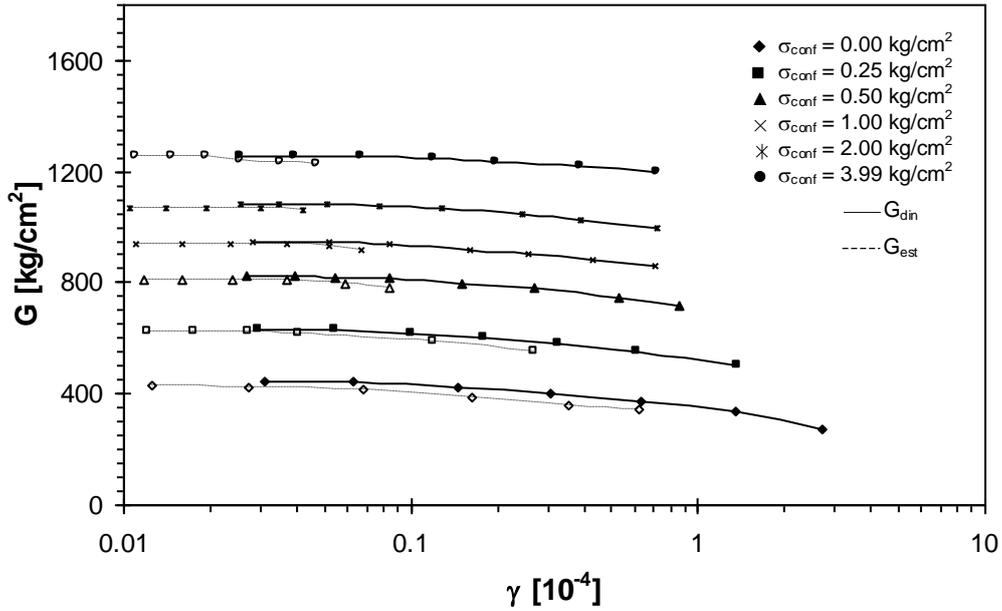


Figura 7.18: Variación de los módulos dinámico (G_{din}) medido en resonancia y estático (G_{est}) medido en corte torsional estático con la amplitud de deformación (γ) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) medidos en la muestra Mr2 ($w\% = 16.9$).

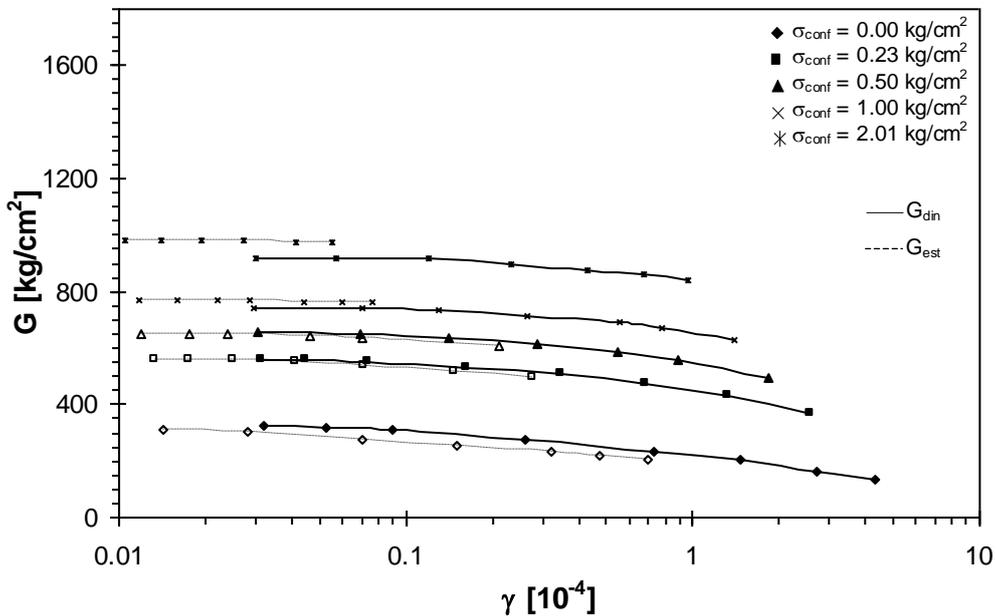


Figura 7.19: Variación de los módulos dinámico (G_{din}) medido en resonancia y estático (G_{est}) medido en corte torsional estático con la amplitud de deformación (γ) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) medidos en la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$).

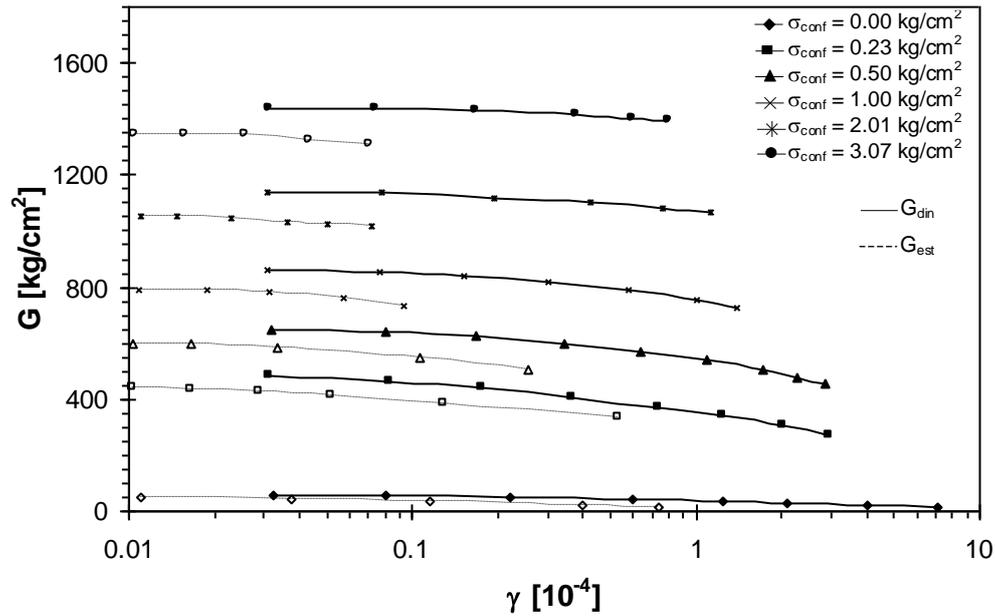


Figura 7.20: Variación de los módulos dinámico (G_{din}) medido en resonancia y estático (G_{est}) medido en corte torsional estático con la amplitud de deformación (γ) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) medidos en la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$).

Para los rangos de deformación involucrados en las mediciones, los módulos medidos en forma estática no presentan diferencias significativas con los módulos medidos en forma dinámica. En los casos en los que las deformaciones alcanzadas son suficientes para apreciar alguna degradación de G_{est} , esta es aparentemente similar a la sufrida por G_{din} . La comparación entre los módulos estáticos y dinámicos puede ser realizada con más facilidad si se presentan los datos de la manera propuesta en la Figura 7.21, en donde se ha graficado la variación de ambos módulos con la presión de confinamiento para las cuatro muestras ensayadas (muestras Mr1 a Mr4) a una amplitud de distorsión angular de 10^{-5} . Se aprecia que los módulos medidos estática y dinámicamente son muy similares, siendo en general, levemente superiores los dinámicos. Los resultados presentados, estarían indicando, que para deformaciones inferiores a 10^{-4} , la influencia de la velocidad de carga en el módulo del loess no es relevante.

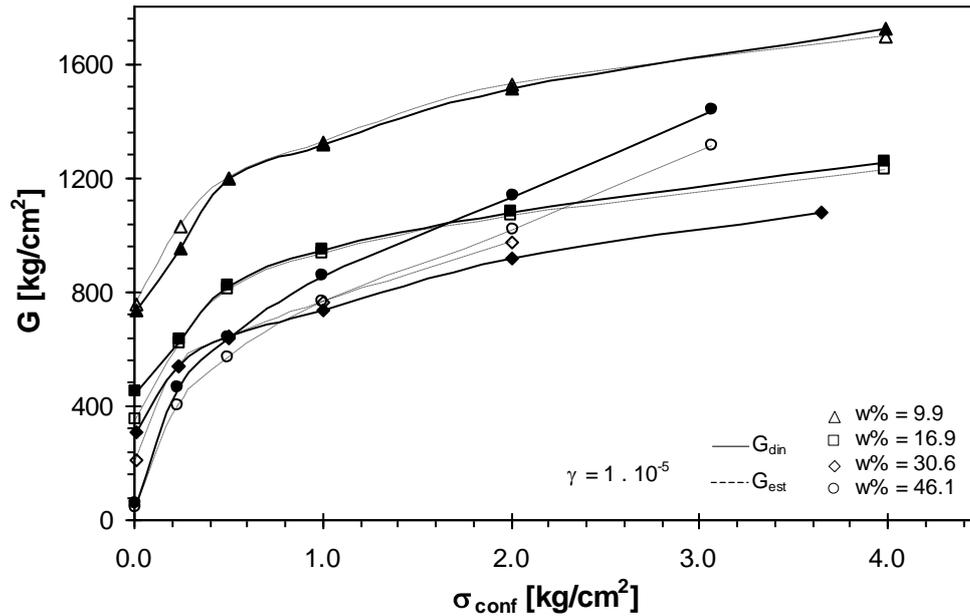


Figura 7.21: Comparación entre los módulos medidos en resonancia (G_{din}) y en corte torsional estático (G_{est}) para un nivel de deformación específica (γ) de $1 \cdot 10^{-5}$ en las muestras Mr1 a Mr4.

Este comportamiento es consecuencia de que los niveles de deformación alcanzados no superan el valor del límite volumétrico (γ_v) a partir del cual comienzan a manifestarse efectos tales como influencia de la velocidad de carga en el módulo. En la Figura 7.22 se han representado las máximas amplitudes de deformación alcanzadas en los ensayos de corte estático cíclico ($\gamma_{est\ max}$) para las diferentes presiones de confinamiento aplicadas en las diferentes muestras ensayadas, conjuntamente con los límites elásticos (γ_e) definidos en el apartado 7.5.1.2. No se incluyeron en esta figura los valores de $\gamma_{est\ max}$ ni de γ_e correspondientes a confinamientos nulos, por estar posiblemente afectados por problemas de acoplamiento entre la muestra y el cabezal. Se puede apreciar que en las muestras Mr1, Mr2 y Mr3 a confinamientos de 0.50 y 0.25 kg/cm², las deformaciones ($\gamma_{est\ max}$) superaron las deformaciones correspondientes al límite elástico (γ_e). Para confinamientos superiores a 0.5 kg/cm² las máximas deformaciones alcanzadas en forma estática resultan inferiores incluso al límite elástico γ_e por lo que el comportamiento del loess puede ser considerado elástico, lineal e independiente de la velocidad de aplicación de la carga.

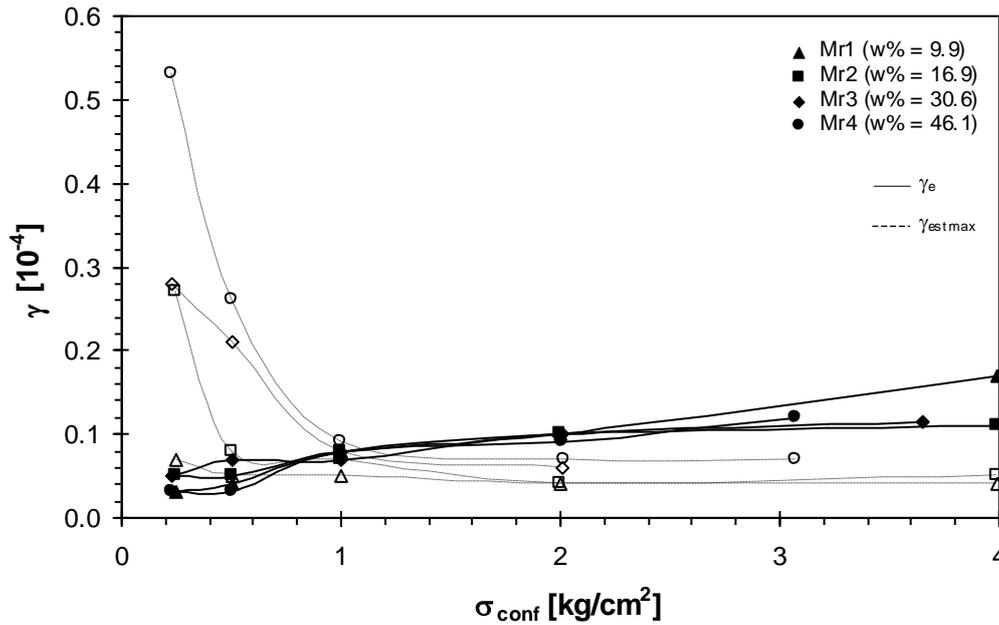


Figura 7.22: Comparación entre las deformaciones máximas alcanzadas en los ensayos de corte estático cíclico y los límites elásticos determinados en base a las mediciones en resonancia para diferentes presiones de confinamiento en las muestras Mr1 a Mr4.

Las mediciones aquí presentadas concuerdan con los trabajos de Stokoe y Isenhower (1980), quienes compararon módulos medidos en resonancia y en torsión estática en muestras inalteradas de limos arcillosos (ML), concluyendo que a bajas deformaciones, los módulos estáticos son semejantes aunque levemente menores a los dinámicos. Estos autores agregaron que a niveles de deformación más elevados, esta tendencia se invierte, resultando mayores los módulos estáticos y siendo las diferencias de poca importancia.

7.5.2.2 Influencia de la Frecuencia

Para estudiar la influencia de la frecuencia de carga, se registraron ciclos de tensión deformación para diferentes frecuencias que variaron entre 0.02 y 2 Hz. A su vez, los ensayos ejecutados en resonancia, aportaron una medición adicional a frecuencias superiores a los 2 Hz. La influencia de la frecuencia de carga puede observarse en las Figuras 7.23 y 7.24. En estas gráficas se presentan las mediciones realizadas a bajas frecuencias, obtenidas mediante ensayos de corte torsional estático y las realizadas a

frecuencias superiores a 10 Hz, obtenidas a través de ensayos en los que se hacía vibrar a la muestra en resonancia. Los resultados expuestos corresponden a las muestras Mr1 ($w\% = 9.9$) y Mr3 ($w\% = 30.6$) ensayadas bajo distintas condiciones de confinamiento y para la máxima amplitud de distorsión angular posible de alcanzar con el equipamiento disponible.

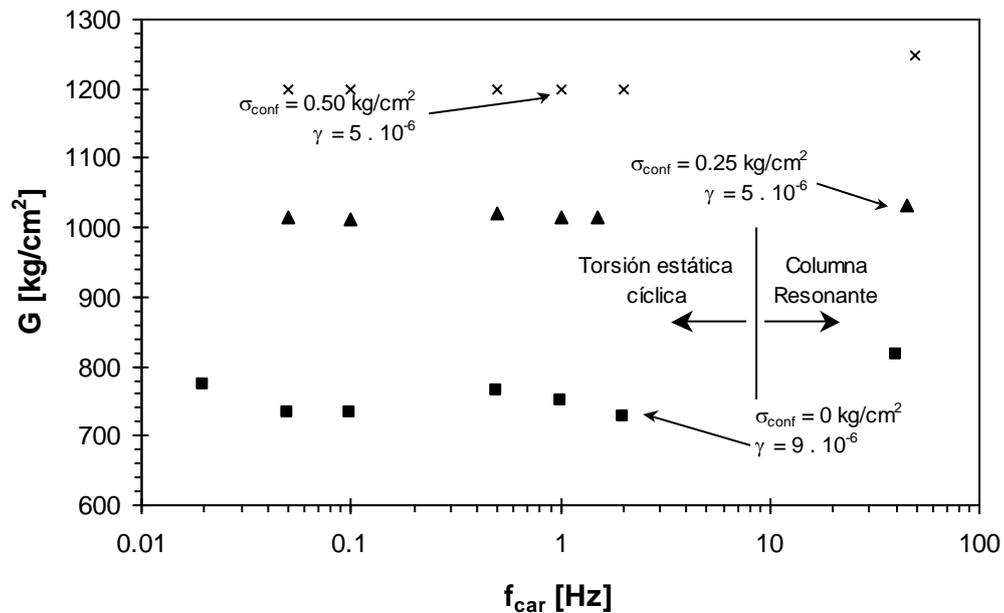


Figura 7.23: Variación del módulo de corte (G) con la frecuencia de carga (f_{car}) en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}) y amplitudes de deformación (γ).

En los resultados obtenidos no se observa influencia alguna de la frecuencia de carga en el módulo de corte del loess inalterado para los niveles de deformación alcanzados. Esto estaría indicando que para deformaciones del orden de 10^{-5} e inferiores, la rigidez determinada para cargas cíclicas del loess inalterado resulta independiente de la frecuencia de carga, sin importar el contenido de humedad que posea. A su vez, como ya se observó en el apartado 7.5.2.1 los módulos determinados estáticamente resultan iguales a los determinados dinámicamente. Kim (1991) y Borden et al. (1996) obtuvieron conclusiones semejantes en suelos cohesivos a los mismos niveles de deformación que los aquí presentados.

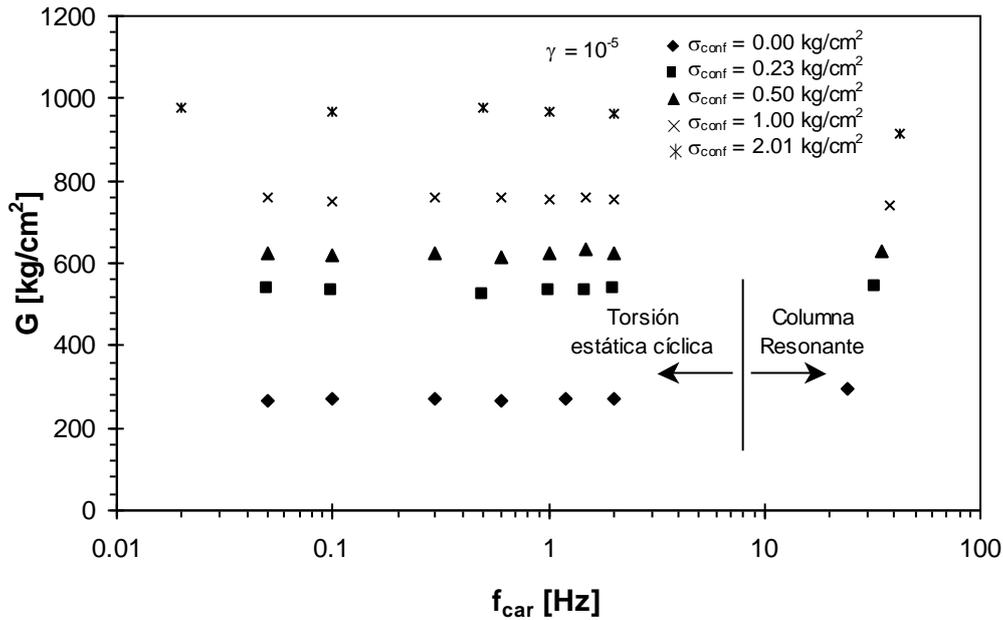


Figura 7.24: Variación del módulo de corte (G) con la frecuencia de carga (f_{car}) en la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$) para una amplitud de deformación (γ) de 10^{-5} y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

Las consideraciones realizadas respecto de la influencia de la frecuencia de carga y de la comparación entre los módulos estáticos y dinámicos, presentan gran trascendencia desde el punto de vista práctico. Basados en las mismas, puede concluirse que en el loess ensayado, es válido hacer mediciones in situ del módulo mediante técnicas basadas en la propagación de ondas (ensayos crosshole, downhole, refracción sísmica) y utilizar los resultados obtenidos en problemas estáticos, como ser en el diseño de túneles o asentamientos de pilotes. Esta metodología es válida, siempre y cuando los niveles de deformación involucrados en la medición y el problema en estudio, sean compatibles.

7.5.2.3 Influencia del Número de Ciclos de Carga

Durante la ejecución de los ensayos de corte torsional estático cíclico, se registraron tres o cuatro ciclos de histéresis a cada nivel de deformación impuesto, el cual se incrementó progresivamente hasta llegar al valor máximo posible. Para observar el efecto del número de ciclos de carga en el módulo de corte del loess, una vez alcanzada la máxima deformación posible, se mantuvo la excitación sinusoidal activa durante periodos que en

algunos casos superaron las 48 horas, de manera de registrar un número de ciclos significativo. En los casos en que se realizaron numerosos ciclos de carga a un determinado nivel de deformación, no se hizo variar la frecuencia y viceversa.

Los efectos del número de ciclos de carga en el módulo de corte del loess estudiado, pueden apreciarse en las Figuras 7.25 y 7.26, en las que se ha representado la variación del módulo con el número de ciclos medido en las muestras Mr1 ($w\% = 9.9$) y Mr4 ($w\% = 46.1$), bajo determinadas condiciones de confinamiento, amplitud de deformación y frecuencia de carga.

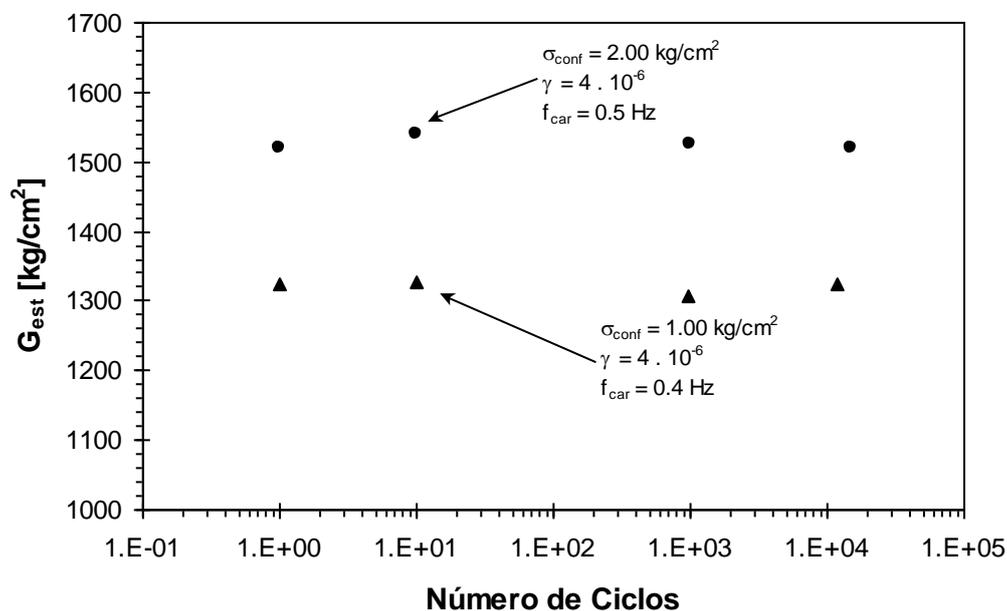


Figura 7.25: Variación del módulo de corte medido en torsión estática (G_{est}) con el número de ciclos de carga en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}), amplitudes de deformación (γ) y frecuencias de carga (f_{car}).

En las Figuras 7.25 y 7.26 se aprecia claramente que para los números de ciclos alcanzados (hasta 160 000) el módulo de deformación del loess no sufre degradación cíclica. En todos los casos ilustrados, los cuales abarcan diferentes condiciones de humedad de ensayo, presión de confinamiento y frecuencia de carga, el módulo se mantuvo constante al aumentar el número de ciclos de carga.

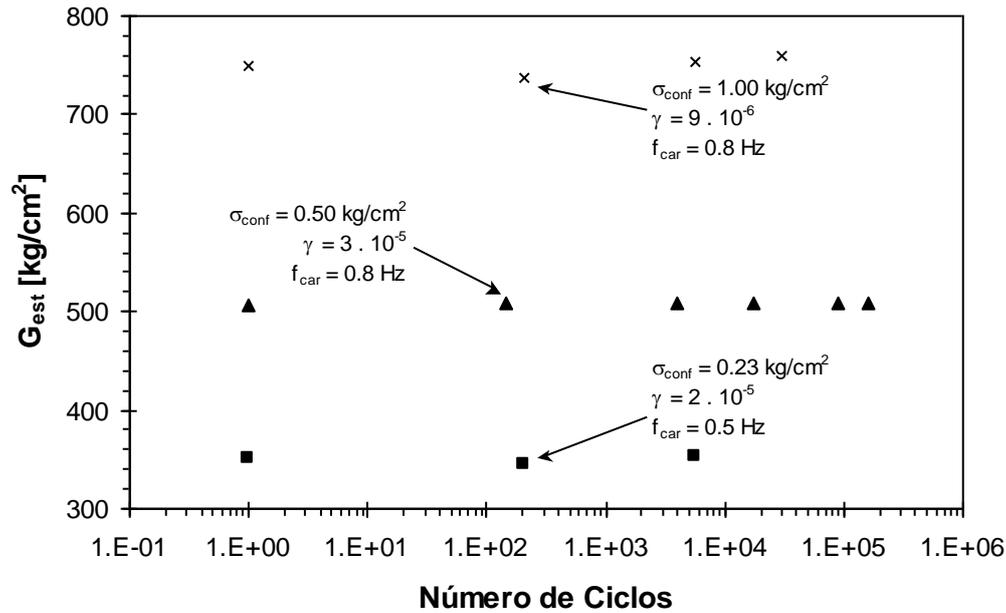


Figura 7.26: Variación del módulo de corte medido en torsión estática (G_{est}) con el número de ciclos de carga en la muestra Mr4 (saturada) para diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}), amplitudes de deformación (γ) y frecuencias de carga (f_{car}).

Coincidentemente con las observaciones realizadas en el apartado 7.5.2.2 y en base a los datos presentados en la Figura 7.22, las mediciones expuestas en las Figuras 7.25 y 7.26 estarían indicando que en las pruebas ejecutadas, si bien en algunos casos se ha superado el límite elástico (γ_e) del material (manifestado por la degradación del módulo con la deformación), no se ha alcanzado el límite volumétrico (γ_v), ya que no se produjo degradación con el número de ciclos. No obstante el comportamiento elástico manifestado por las muestras ensayadas, se aprecia que existe un ciclo de histéresis en el comportamiento tensión deformación, en el cual el tramo de descarga no copia exactamente al tramo de carga. A pesar de esta observación, el primer ciclo de histéresis resulta exactamente igual al número 100 000.

Zeballos y Rinaldi (2001) obtuvieron resultados levemente diferentes a los aquí expuestos en un limo arcilloso (ML) de composición semejante al loess, pero ensayado en condición compactada. Estos autores, observaron que el módulo disminuye su valor al aumentar el número de ciclos de carga, siendo la degradación muy pequeña. La diferencia seguramente está asociada a los efectos del remoldeo producida durante la compactación, la cual no solamente cambia la estructura del material, sino que además

disminuye el valor del módulo y por lo tanto permite alcanzar mayores amplitudes de deformación con el mismo nivel de excitación. De esta manera, es posible que se haya alcanzado el límite volumétrico, con lo cual el suelo haya manifestado degradación con el número de ciclos de carga.

7.5.3 Resumen del Comportamiento Observado

En la Figura 7.27 se ha esquematizado a modo de resumen el comportamiento observado en las muestras de loess ensayadas. Las conclusiones se restringen a deformaciones inferiores al límite volumétrico, el cual no fue superado en las pruebas realizadas.

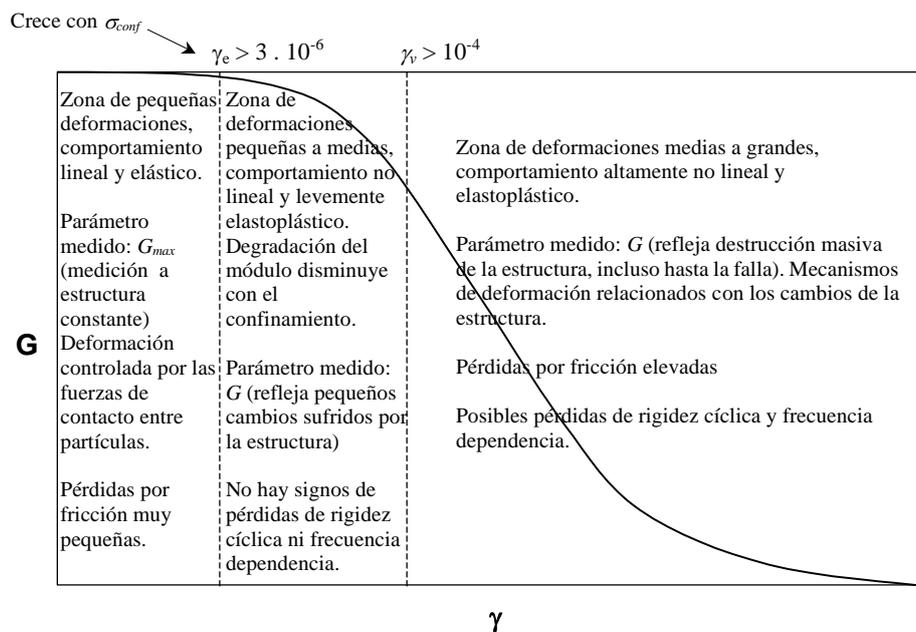


Figura 7.27: Resumen del comportamiento del loess ensayado en las diferentes regiones definidas por los límites de deformación elástico (γ_e) y volumétrico (γ_v).

Las mediciones ejecutadas permitieron distinguir dos zonas en el comportamiento del loess:

- *Región de Pequeñas Deformaciones:* delimitada superiormente por el límite elástico (γ_e), en la cual el módulo se mantiene constante e igual al módulo máximo

(G_{max}). En las muestras ensayadas, el límite elástico resultó ser superior a $3 \cdot 10^{-6}$, incrementándose al crecer el confinamiento. No se apreció influencia de la humedad en el límite γ_e . El módulo máximo se caracteriza por reflejar las características de la estructura interna del material ya que es un parámetro cuya medición se realiza a fábrica constante. Por este motivo, las tendencias mostradas por G_{max} son fundamentalmente causadas por cambios en las presiones de contacto entre partículas. En esta región, el comportamiento del suelo es lineal y elástico, ya que no se producen cambios en la estructura interna del suelo y la deformación es producida por la deformación de los contactos entre granos. Se observó que la humedad y el confinamiento afectan al módulo máximo y por lo tanto a la estructura del loess natural. Los incrementos en el grado de saturación generan pérdida de rigidez en la estructura, consecuencia del debilitamiento de las fuerzas capilares y la disolución de las sales que sirven de vínculo cementante entre las partículas. A pesar de presentar un comportamiento lineal, a deformaciones menores a γ_e , se producen pequeñas pérdidas por fricción, las cuales son evidenciadas por la existencia de un ciclo de histéresis en la curva tensión deformación obtenida en un ensayo cíclico.

- *Región de Deformaciones Pequeñas a Medias:* comprendida entre los límites elástico (γ_e) y volumétrico (γ_v), en la cual el módulo muestra degradación con la deformación y por lo tanto el comportamiento del suelo deja de ser lineal. Si bien los valores de γ_v correspondientes a las muestras ensayadas no pudieron ser precisados, puede asegurarse que son mayores a $5 \cdot 10^{-5}$, que es el máximo nivel de deformación alcanzado en torsión estática cíclica. La degradación sufrida por el módulo de corte en esta región no es constante en el loess estudiado sino que depende de la presión de confinamiento. Al aumentar la presión de confinamiento la degradación disminuye. El efecto del contenido de humedad en la degradación del módulo es despreciable. En esta región, el módulo de corte medido deja de ser un parámetro a fábrica constante, sino que refleja pequeños cambios en la estructura del suelo. Al igual que el módulo máximo, el módulo a niveles de deformación medios, se ve fuertemente afectado por la humedad y presión de confinamiento, mostrando las mismas tendencias desarrolladas por G_{max} . Dentro de

esta zona no se observaron signos de pérdida de rigidez con el número de ciclos ni variaciones en G con la velocidad y frecuencia de carga.

Superado el límite volumétrico (γ_v), el comportamiento del suelo se torna altamente no lineal y elastoplástico. Con el equipamiento disponible no fue posible alcanzar esta frontera del comportamiento del loess, sin embargo basados en el comportamiento observado en otros suelos, resulta lógico pensar que a elevadas amplitudes de deformación, el módulo de corte se vea afectado por la frecuencia de carga y el número de ciclos.

7.5.4 Modelación

Para aproximar la variación del módulo de corte (G) con la deformación (γ) obtenida para las diferentes presiones de confinamiento en las cuatro muestras ensayadas, se eligió una ecuación de la forma (Borden et al., 1996):

$$G = \frac{G_{max}}{(1 + a_1 \cdot \gamma^{a_2})^{a_3}}, \quad (\text{Ec. 7.5})$$

en la que G_{max} es el módulo de corte medido en resonancia a la menor deformación alcanzada (aproximadamente $3 \cdot 10^{-6}$) y a_1 , a_2 y a_3 son constantes que se ajustan para cada caso particular.

El motivo de la elección de este modelo fue la gran cantidad de parámetros (tres parámetros) que el mismo presenta, lo que garantizó la calidad del ajuste. Una vez elegido el modelo, se procedió a determinar los valores de los constantes a_1 , a_2 y a_3 que mejor aproximan cada serie de mediciones. Las mismas se determinaron utilizando el programa MathCad (procesador simbólico). Una vez que los parámetros correspondientes a todas las mediciones realizadas fueron determinados, se observó que la constante a_3 podía ser eliminada del modelo y que el parámetro a_2 podía ser adoptado constante e igual a 0.92, siendo la pérdida de calidad en el ajuste causada por estas dos

simplificaciones, de escasa importancia. De esta manera, el modelo se reduce a una ecuación en la que la degradación está en función de un solo parámetro:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + a_1 \cdot \gamma^{0.92}} \tag{Ec. 7.6}$$

En las Figuras 7.28 a 7.31 se presentan las mediciones realizadas en resonancia junto con la aproximación resultante de aplicar la ecuación 7.6.

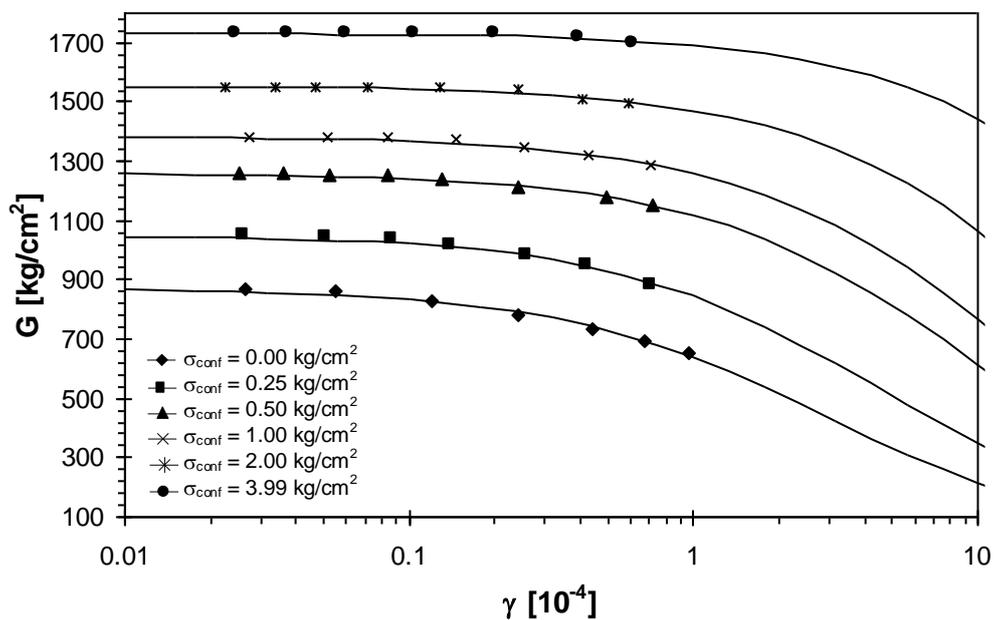


Figura 7.28: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

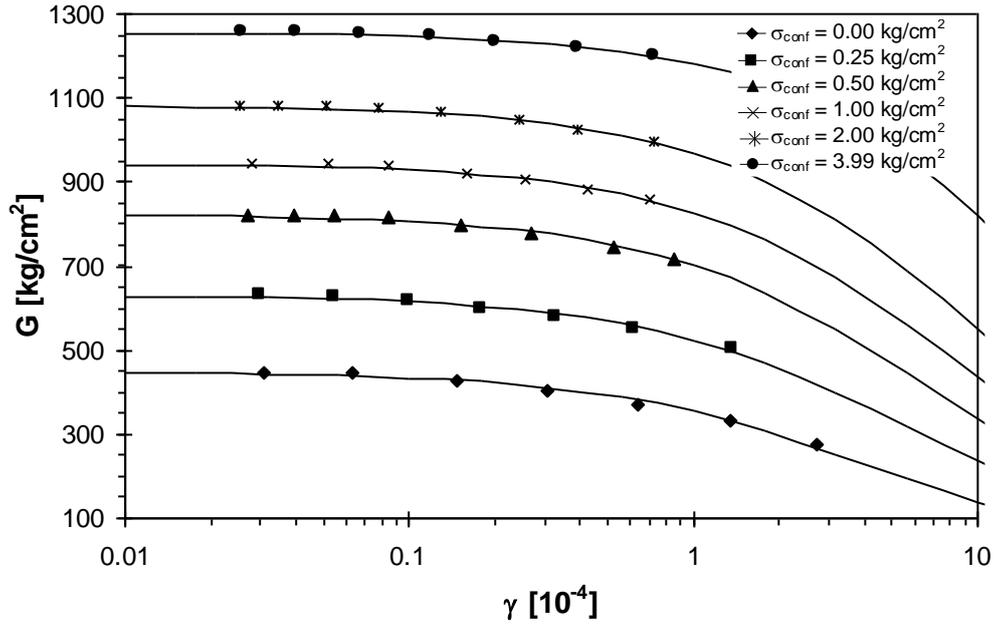


Figura 7.29: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr2 ($w\% = 16.9$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

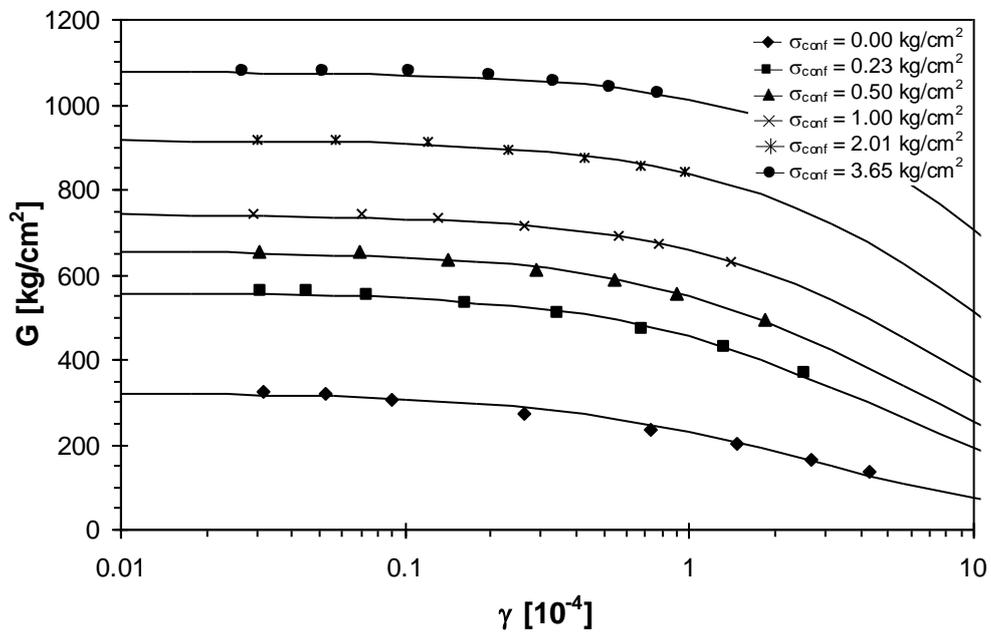


Figura 7.30: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

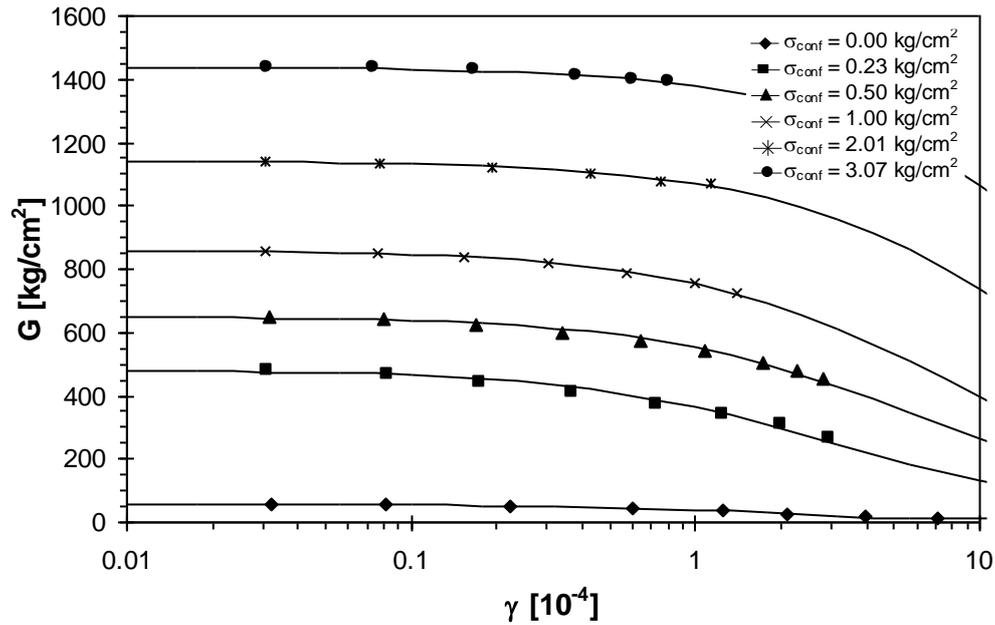


Figura 7.31: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr1 ($w\% = 46.1$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

En las Figuras 7.28 a 7.31 se aprecia que la aproximación elegida muestra un excelente ajuste con las mediciones de laboratorio. En la Tabla 7.3, se presentan los valores del coeficiente a_1 calculados para aproximar cada una de las series de mediciones del módulo realizadas en resonancia. En dicha tabla, se presentan también los respectivos cuadrados del coeficiente de correlación (CR^2). Puede apreciarse que los valores de CR^2 resultaron en todos los casos mayores a 0.93, lo que manifiesta el buen acuerdo existente entre las mediciones y la ecuación de ajuste propuesta. Solamente en el caso de la muestra Mr1, ensayada con un confinamiento de 3.99 kg/cm^2 , el coeficiente CR^2 resultó igual a 0.866, sin embargo este hecho carece de trascendencia, ya que en esta medición la amplitud de deformación alcanzada no fue suficiente como para que el módulo alcance a degradarse y por lo tanto el modelo no resulta aplicable. En el caso de utilizar el modelo de tres parámetros planteado inicialmente (ecuación 7.5), los coeficientes CR^2 resultaron en todos los casos superiores a 0.97. Evidentemente, la calidad del ajuste se incrementa al agregar parámetros al modelo empleado, no obstante, el ajuste mostrado por el ecuación de un parámetro (ecuación 7.6) resulta suficiente.

Tabla 7.3: Parámetro a_1 y coeficientes de correlación al cuadrado (CR^2) de la aproximación de la ecuación 7.6 a las mediciones realizadas en resonancia.

Muestra	w%	σ_{conf} [kg/cm ²]	a_1	CR^2	Muestra	w%	σ_{conf} [kg/cm ²]	a_1	CR^2
Mr1	9.9	0.00	0.367	0.986	Mr3	30.6	0.00	0.406	0.987
		0.25	0.243	0.999			0.23	0.230	0.992
		0.50	0.126	0.989			0.50	0.190	0.993
		1.00	0.096	0.978			1.00	0.130	0.996
		2.00	0.055	0.935			2.00	0.095	0.987
		3.99	0.024	0.866			3.65	0.063	0.986
Mr2	16.9	0.00	0.266	0.989	Mr4	46.1	0.00	0.595	0.998
		0.25	0.201	0.970			0.23	0.328	0.984
		0.50	0.172	0.992			0.50	0.176	0.930
		1.00	0.140	0.979			1.00	0.140	0.996
		2.00	0.116	0.989			2.02	0.065	0.967
		3.99	0.064	0.978			3.07	0.042	0.989

Nota: Estos parámetros se obtuvieron expresando a las deformaciones específicas (γ) en 0.1 ‰ (10^{-4}).

Puede notarse que la constante a_1 de la expresión 7.6 es adimensional y no depende de las unidades utilizadas para expresar el módulo G_{max} , resultando el valor de G expresado en las mismas unidades en que se expresó G_{max} . Sin embargo, el valor de dicha constante sí depende de la unidad en que se expresó a la deformación específica (γ). Los valores del parámetro a_1 ilustrados en la Tabla 7.3, se obtuvieron expresando a las deformaciones en 0.1 ‰ (o bien 10^{-4}). Esto significa que una deformación específica de 0.001, es decir de 1 ‰ (o $10 \cdot 10^{-4}$), debe expresarse como 10 en la ecuación 7.6. Esta unidad de deformación se adoptó para evitar que los valores de la constante a_1 resultaran números demasiado grandes (de hasta 4 cifras), lo cual ocurría en el caso de expresar las deformaciones en su valor absoluto.

En las Figuras 7.28 a 7.31 las curvas de aproximación resultantes fueron extrapoladas hasta una deformación específica de 10^{-3} ($10 \cdot 10^{-4}$). En el caso de la muestra Mr1, la extrapolación no es apropiada pues no se tiene información del comportamiento del módulo para amplitudes de deformación superiores a $1 \cdot 10^{-4}$. En los demás casos, la extrapolación resultó de utilidad, ya que da una idea aproximada del orden de magnitud que sufre la degradación del módulo al aumentar la deformación hasta un nivel de 10^{-3} .

7.5.4.1 Significado y Rango de Variación del Parámetro a_1

El efecto que el parámetro a_1 tiene en la forma de la curva de variación del módulo con la deformación, es el de correr el límite elástico. A medida que a_1 crece, la curva se corre hacia la izquierda, definiendo un límite elástico menor. Los parámetros a_2 y a_3 que aparecen en la ecuación original de tres parámetros (ecuación 7.5), afectan a la velocidad de degradación, entendiéndose por velocidad de degradación, a la pendiente de la curva G versus γ (en escala logarítmica). El hecho de que los parámetros a_2 y a_3 hayan resultado los mismos para todas las mediciones realizadas, indica que la velocidad de degradación es aproximadamente la misma en todas las muestras. En otras palabras, la influencia que la presión de confinamiento y el contenido de humedad ejercen en la velocidad de degradación es despreciable.

En la Figura 7.32 se representó la variación del parámetro a_1 de la ecuación 7.6, con la presión de confinamiento y el contenido de humedad para los ensayos ejecutados.

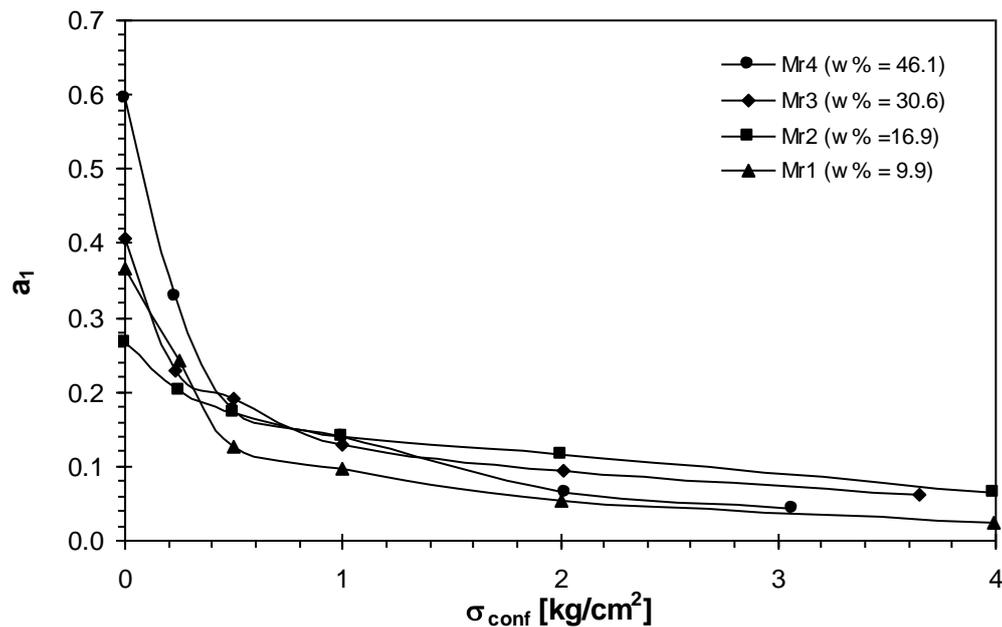


Figura 7.32: Variación del parámetro a_1 de la ecuación 7.6 con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en las muestras de loess inalterado Mr1 a Mr4.

En la Figura 7.32 se observa que el parámetro a_1 disminuye a medida que la presión de confinamiento crece. No se aprecia una influencia importante del contenido de humedad

en a_1 . Teniendo en cuenta el efecto que a_1 tiene en la curva de G versus γ , las tendencias observadas indican que el límite elástico aumenta con la presión de confinamiento, mientras que no se ve mayormente afectado por el grado de saturación. Estas observaciones concuerdan con las tendencias presentadas en la Figura 7.14. En la Figura 7.32 se aprecia que a bajos confinamientos se produce un crecimiento abrupto del parámetro a_1 . Este fenómeno está posiblemente ligado al mal acoplamiento de la muestra y el cabezal en condición de confinamiento nulo.

Como puede verse, el análisis del modelo matemático propuesto, da fundamento a las conclusiones derivadas de los análisis cualitativos de las curvas de variación del módulo de corte con la deformación, presión de confinamiento y grado de saturación.

Dado que el valor del parámetro a_1 es función principalmente de la presión de confinamiento, en forma simplificada puede establecerse una relación entre σ_{conf} y a_1 , la cual sea aplicable cualquiera sea la condición de humedad. En la Figura 7.33 se ha presentado una curva de variación de a_1 con el confinamiento, la cual representa un promedio para todas las mediciones realizadas. Dicha curva fue representado por una ecuación exponencial de la forma:

$$a_1 = 0.04 + 0.3 \cdot e^{-\sigma_{conf}} \quad (\text{Ec. 7.7})$$

en la que e representa la base de los logaritmos neperianos ($e = 2.718\dots$). Esta curva fue establecida arbitrariamente como curva media, ya que la curva obtenida por mínimos cuadrados resultaba menos representativa que la propuesta.

Introduciendo la ecuación 7.7 en la 7.6, resulta:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + 0.04 \cdot \gamma^{0.92} + 0.3 \cdot \gamma^{0.92} \cdot e^{-\sigma_{conf}}} \quad (\text{Ec. 7.8})$$

Esta expresión permite definir la variación del módulo de corte (G) con la deformación específica (γ) en el loess ensayado, para cualquier condición de confinamiento y humedad. En la ecuación 7.8 es necesario conocer el módulo de corte máximo (G_{max})

correspondiente a una determinada condición de confinamiento y grado de saturación. Para el suelo analizado en este trabajo, el mismo puede extraerse de la Figura 7.15.

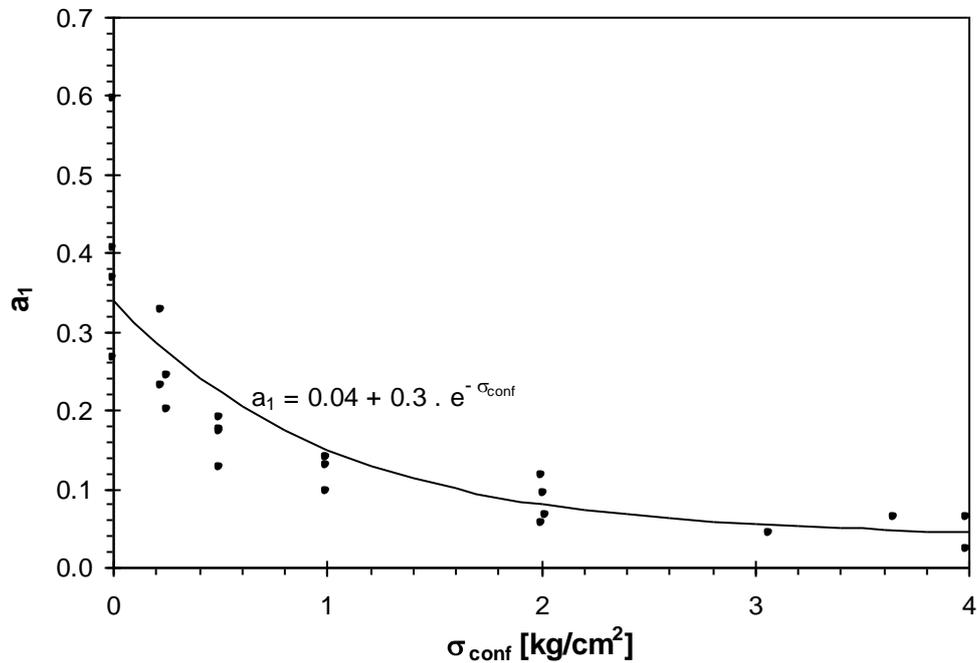


Figura 7.33: Curva promedio de variación del parámetro a_1 de la ecuación 7.6 con la presión de confinamiento (σ_{conf}). Los círculos representan los valores del parámetro a_1 presentados en la Tabla 7.3.

En las Figuras 7.34 y 7.35 se presenta el ajuste de la ecuación 7.8 a las mediciones correspondientes a las muestras Mr3 y Mr4 respectivamente. Puede verse que a pesar de las simplificaciones introducidas, la aproximación del modelo a las mediciones es aceptable.



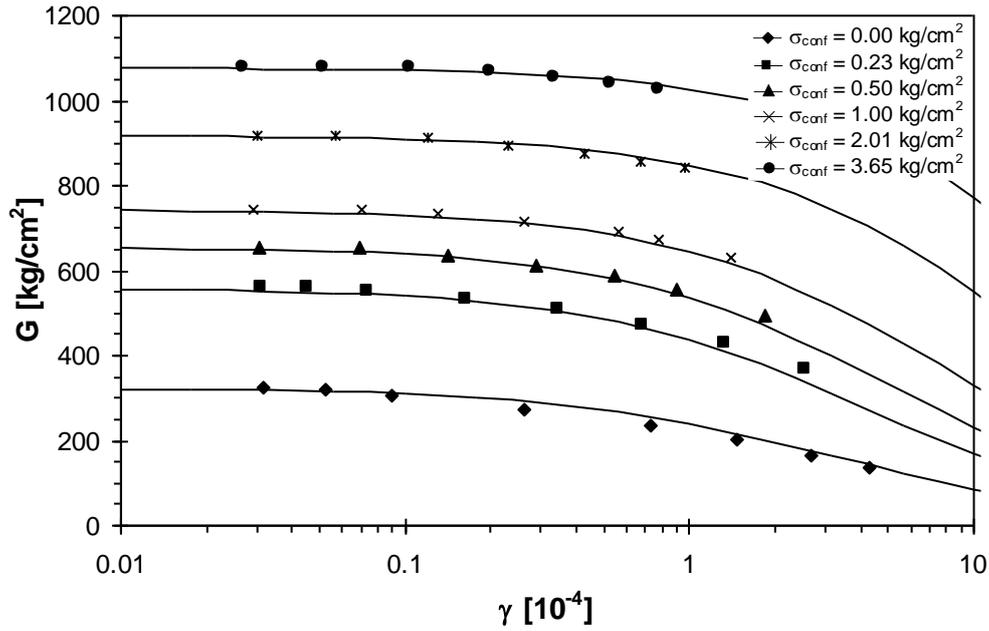


Figura 7.34: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

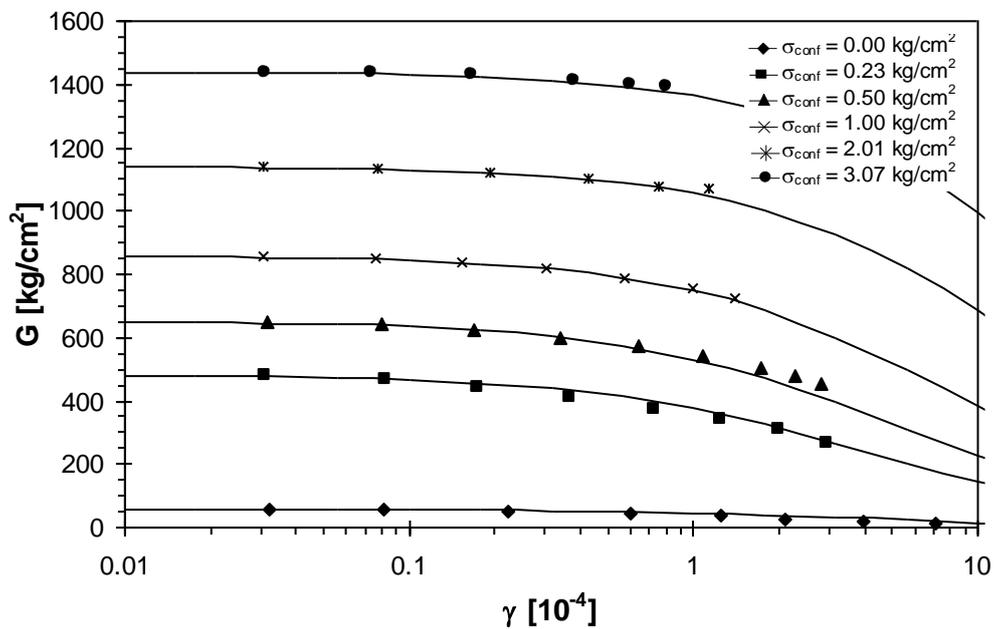


Figura 7.35: Ajuste de la ecuación 7.6 a las mediciones del módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) para la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$) y diferentes presiones de confinamiento (σ_{conf}).

7.5.4.2 Modelo de Dos Santos y Correia

Dos Santos y Correia (2001) propusieron un modelo matemático para aproximar la variación del módulo con la deformación que se caracteriza porque a partir de la definición de una deformación de referencia permite describir el comportamiento de todos los suelos con una sola curva.

Este modelo se basa en dos normalizaciones básicas:

- la normalización del módulo de corte con respecto al módulo máximo (G / G_{max}).
- la normalización de la deformación respecto a una deformación de referencia, definida como la deformación correspondiente a un módulo normalizado igual a 0.7:

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}, \quad (\text{Ec. 7.9})$$

siendo γ^* la deformación normalizada, γ la deformación medida y $\gamma_{0.7}$ la deformación correspondiente a un módulo normalizado (G / G_{max}) igual a 0.7.

Mediante estas normalizaciones, los citados autores mostraron que el comportamiento de todos los suelos queda definido dentro de una franja muy estrecha acotada por un límite superior y uno inferior de los cuales ellos proveen la ecuación.

La normalización propuesta por estos autores fue aplicada a las mediciones obtenidas en la muestra saturada (Mr4) a confinamientos inferiores a 1.00 kg/cm^2 . En la Figura 7.36 se presentan los resultados obtenidos junto con los límites propuestos por Dos Santos y Correia (2001). En las demás mediciones realizadas no fue posible aplicar esta metodología porque, como puede apreciarse en las Figuras 7.8 a 7.11, las curvas de degradación del módulo normalizado con la deformación no alcanzaron valores de G / G_{max} de 0.7.



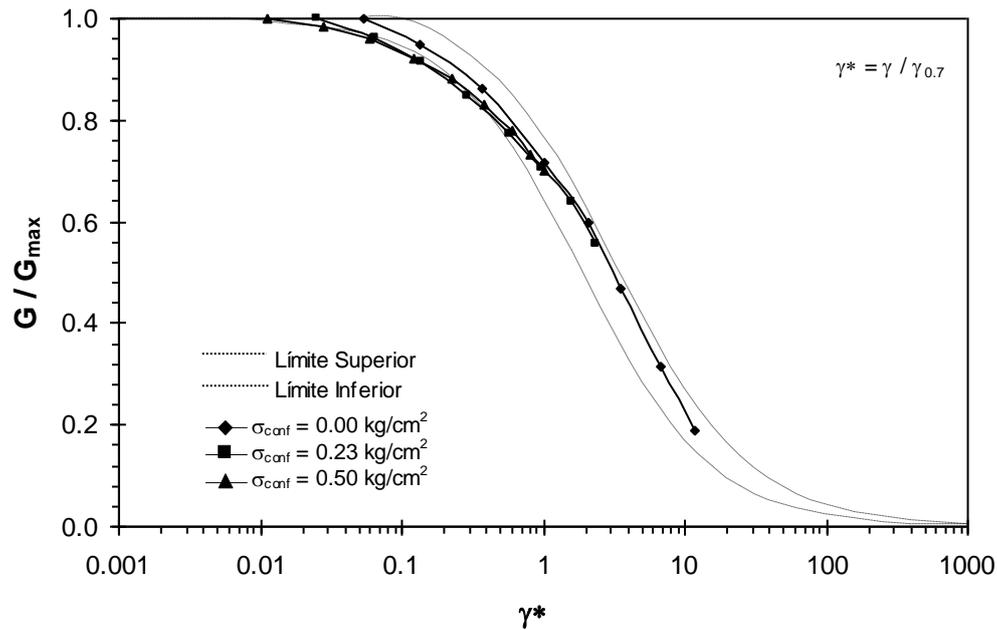


Figura 7.36: Mediciones en loess saturado (muestra Mr4) normalizadas según Dos Santos y Correia (2001) y curvas límite propuestas por dichos autores.

En la Figura 7.36 se aprecia que el comportamiento del loess descrito queda contenido dentro de los límites definidos por estos autores, demostrando que en estos términos, el comportamiento del loess es semejante al de los demás tipos de suelo.

7.6 ANÁLISIS MULTIMODAL

Con el objeto de computar la relación de Poisson del loess inalterado se aplicó la técnica de análisis multimodal descrita en el Capítulo 4. Esta técnica fue explicada en más detalle por Cascante y Santamarina (1997) y Cascante et al. (1998).

Mediante esta metodología, se determinó, a través de un barrido en frecuencias, la frecuencia de resonancia correspondiente al modo de flexión. Posteriormente mediante la aproximación de Rayleigh (ver Capítulo 4) se calculó el módulo de Young (E). Una vez conocido el módulo de Young (E) y el módulo de corte (G), el coeficiente de Poisson (ν) se determinó por medio de la expresión 4.36.

En la Figura 7.37 se presenta un espectro de respuesta medido en la muestra Mr1, confinada con una presión isotrópica de 1.00 kg/cm^2 . En esta figura se distinguen claramente los picos correspondientes a las frecuencias de resonancia de torsión y flexión los cuales permiten calcular los módulos G y E respectivamente. Este espectro se obtuvo aplicando una excitación torsional sinusoidal de amplitud constante y frecuencia variable (barrido en frecuencias) al cabezal superior de la columna resonante. La magnitud del espectro expresa la amplitud de deformación medida con los proxímetros. Puede observarse que la frecuencia de resonancia de flexión es menor que la de torsión como consecuencia de la esbeltez de la muestra.

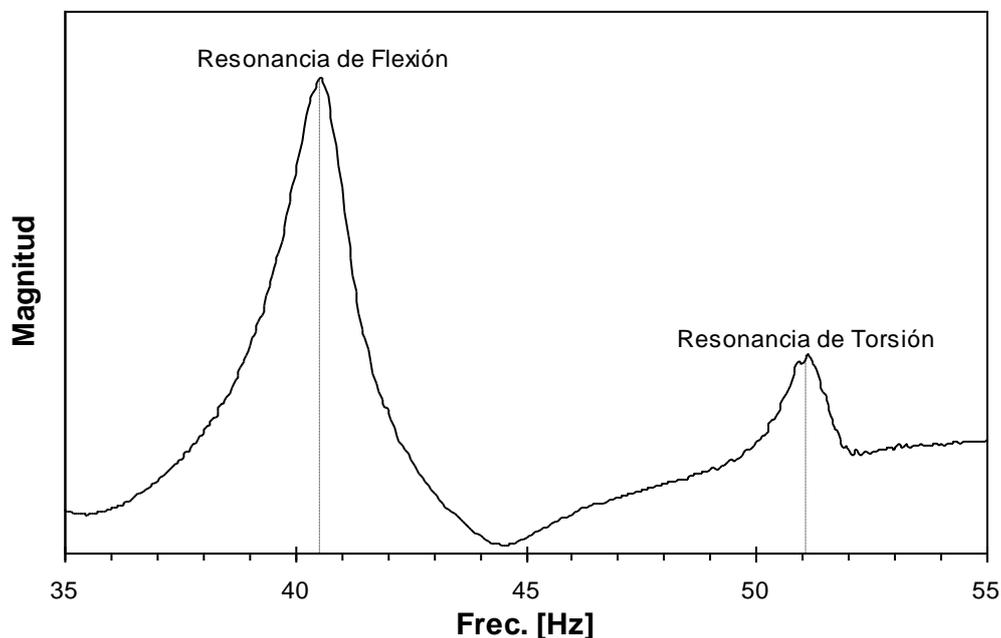


Figura 7.37: Espectro de respuesta obtenido para una excitación torsional de forma sinusoidal impuesta al cabezal superior en la muestra Mr1 ensayada con una presión de confinamiento de 1 kg/cm^2 .

En la Figura 7.38 se presentan los valores del coeficiente de Poisson calculados mediante análisis multimodal para la muestra Mr1 a diferentes presiones de confinamiento y a distintos niveles de deformación específica. La deformación (γ) presentada en el eje de las abscisas de la Figura 7.38, fue medida con el acelerómetro e indica la amplitud de la distorsión angular sufrida por la muestra al vibrar en el modo de torsión. La amplitud de deformación longitudinal durante la vibración de la muestra en el modo flexional, a la cual está asociada la medición del módulo de Young, no se midió

y por lo tanto se desconoce. Cascante et al. (1998), basados en el criterio de deformación volumétrica promedio, propusieron para el cálculo de la deformación asociada al modo flexional (ε) la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{2}{3 \cdot \pi} \cdot \varepsilon_{\max}, \tag{Ec. 7.10}$$

en la que ε_{\max} es la deformación sufrida por el extremo libre de la muestra:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{a_{f \max} \cdot R}{4 \cdot \pi \cdot L^2 \cdot f_f^2}, \tag{Ec. 7.11}$$

siendo $a_{f \max}$ la amplitud de la aceleración medida en el acelerómetro, f_f la frecuencia del modo flexional y R y L el radio y la longitud de la muestra respectivamente.

Estos autores, modificaron una columna resonante similar a la empleada en este trabajo para poder excitar flexionalmente a la muestra y medir la aceleración sufrida en el modo flexional puro.

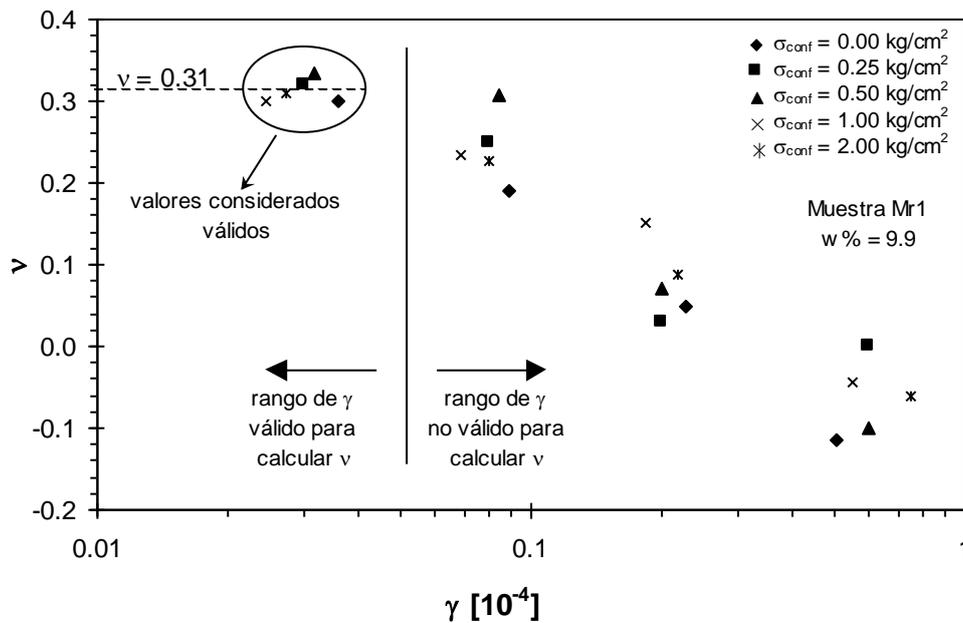


Figura 7.38: Coeficientes de Poisson calculados en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$) para diferentes presiones de confinamientos (σ_{conf}) y amplitudes de deformación (γ).

En la Figura 7.38 se aprecia que para bajos niveles de deformación, los valores del módulo de Poisson oscilan alrededor de 0.31, independientemente del confinamiento aplicado. A su vez, se observa que a medida que el nivel de deformaciones crece, el coeficiente de Poisson disminuye hasta alcanzar valores incluso negativos. Este comportamiento se cree que es consecuencia de un problema de incompatibilidad en el nivel de deformaciones asociadas a la medición de las frecuencias de resonancia de flexión y torsión. Como ambas frecuencias de resonancia se leen en el mismo espectro de respuesta, el cual se obtiene para una amplitud de excitación constante, las amplitudes de deformación generadas en flexión y torsión son diferentes, resultando las de flexión seguramente superiores a las de torsión, como consecuencia de la esbeltez de la muestra. Cuando la amplitud de la excitación es baja, tanto el pico de flexión como el de torsión se desarrollan dentro del campo elástico (bajas deformaciones). En este caso, los niveles de deformación generados en la muestra durante la vibración en ambos modos son diferentes, sin embargo, el coeficiente de Poisson calculado con estos valores de frecuencia es válido, ya que dentro del campo elástico, los módulos E y G son constantes que no dependen de la amplitud de deformación. A medida que la amplitud de la excitación crece, las deformaciones superan las correspondientes al campo elástico y consecuentemente los módulos de Young y de corte medidos dejan de ser comparables. En estas condiciones los módulos E y G medidos no resultan aptos para determinar la relación de Poisson.

Como el nivel de deformaciones generado en flexión es mayor al generado en torsión, la relación E / G determinada con esta técnica, resulta menor a la realmente existente. Como consecuencia, el coeficiente de Poisson calculado resulta inferior al real (ver ecuación 4.36). Al aumentar la amplitud de la excitación, los valores de E y G son tales, que el cociente entre los mismos (E / G) se aleja cada vez más de su valor real y por lo tanto los coeficientes de Poisson resultantes de esta relación llegan a alcanzar valores negativos.

En la Figura 7.38 se han separado las zonas en las que el cálculo de ν se consideró válido y en las que se lo consideró inapropiado. Estas observaciones ponen de manifiesto la importancia de considerar la amplitud de deformación en las mediciones. En la columna resonante de la U. N. C. utilizada en este trabajo, no se disponía de un sistema de medición de deformaciones de flexión, por lo que solamente se consideraron

aceptables los valores de ν medidos con excitaciones muy pequeñas para los que seguramente las deformaciones flexionales fueron inferiores al límite elástico. Este hecho no pudo constatar, por lo que los valores presentados en las Figuras 7.38 y 7.39 se muestran únicamente a los fines de su discusión y no como valores definitivos a utilizar en loess.

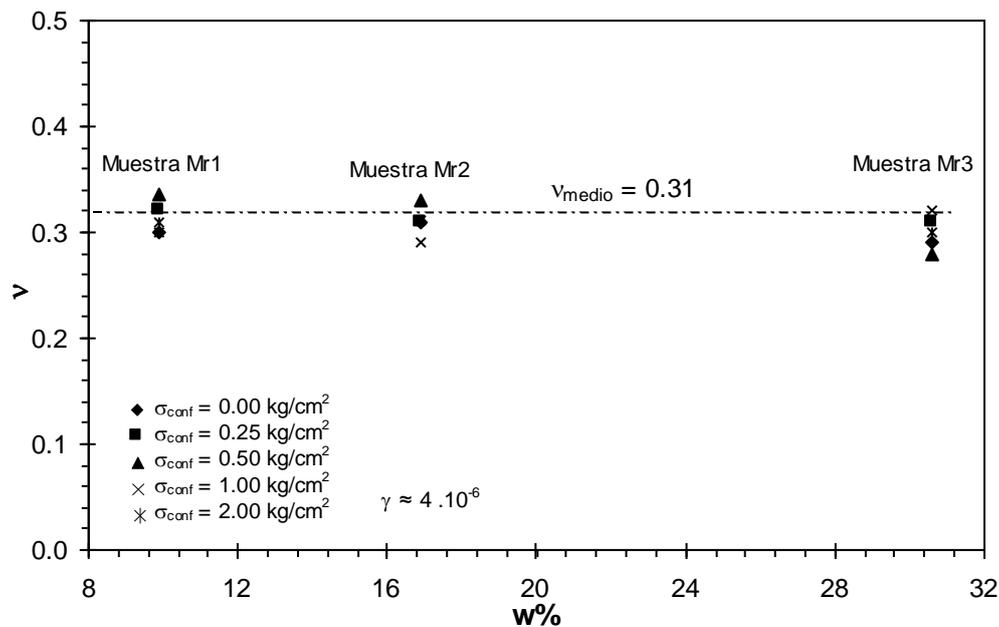


Figura 7.39: Coeficientes de Poisson calculados en las muestras Mr1 a Mr3 para distintas presiones de confinamiento. Los valores presentados corresponden a mediciones hechas con un nivel de excitación tal que la distorsión específica en el modo de torsión fue del orden de $4 \cdot 10^{-6}$.

Teniendo en cuenta las limitaciones planteadas, en la Figura 7.39 se representaron los valores del módulo de Poisson calculados en las muestras Mr1 a Mr3 a pequeños niveles de deformación. En la muestra Mr4, ensayada en condición saturada, no fue posible determinar la frecuencia de resonancia de flexión por ser esta muy baja, lo que generaba un movimiento del cabezal de tal magnitud, que se producían contactos indeseados entre los imanes y las bobinas. La Figura 7.39 contiene valores de ν correspondientes a diferentes presiones de confinamiento. Puede observarse que todos los valores presentados son muy próximos a 0.31. A su vez, coincidentemente con las observaciones de Hicher (1996), aparentemente el módulo de Poisson no depende de la presión de confinamiento ni de la humedad para grados de saturación menores al 70 %

(ver Tabla 7.1). De igual manera, las soluciones analíticas propuestas para arreglos cúbicos simples de esferas basados en contactos Hertzianos predicen módulos de Poisson independientes de la presión de confinamiento (Santamarina et al., 2001).

Si bien los valores de ν presentados resultan razonables, la validez de los mismos debe ser verificada mediante la medición de las deformaciones de flexión, trabajo que de por sí resulta desafiante y puede llegar a ser motivo de futuras investigaciones.

7.7 AMORTIGUAMIENTO

En los ensayos de columna resonante y corte torsional estático cíclico realizados, se determinó también la relación de amortiguamiento de las muestras. Los resultados obtenidos, se presentan a los fines apreciar los rangos de variación y las tendencias generales del amortiguamiento correspondiente al loess ensayado. De ninguna manera se pretende hacer un análisis exhaustivo del tema, el cual por sí mismo, constituye un tema de Tesis.

En los ensayos de columna resonante, se midió el amortiguamiento viscoso (D) a través de la curva de decaimiento en vibraciones libres. La técnica de medición fue explicada en detalle en el Capítulo 4. Para la ejecución de esta técnica, se abrió el circuito de las bobinas del cabezal superior, con lo cual se eliminó la generación de la fuerza opuesta al movimiento (Wang 2001). Por consiguiente, no fue necesario aplicar ninguna corrección al valor de D medido.

Por otro lado, se calculó también el amortiguamiento histerético (λ). Dicho parámetro se obtuvo de los ciclos de tensión deformación medidos en los ensayos de corte torsional estático. El amortiguamiento histerético se calculó mediante la fórmula simplificada 4.52 desarrollada en el Capítulo 4.

Las relaciones de amortiguamiento, tanto viscoso como histerético, se midieron en las muestras Mr1, Mr3 y Mr4 únicamente.



7.7.1 Amortiguamiento Viscoso

En las Figuras 7.40 a 7.42 se presenta la variación de la relación de amortiguamiento viscoso con la presión de confinamiento y el nivel de deformación medido en las muestras Mr1, Mr3 y Mr4.

En estas figuras puede apreciarse que, a la inversa de lo que ocurre con el módulo de corte, el amortiguamiento crece con el nivel de deformación. El nivel de deformación a partir del cual el amortiguamiento dejar de ser constante no puede precisarse a partir de los resultados ilustrados. Debe tenerse presente, que al igual que en el caso del módulo de corte, los valores de amortiguamientos medidos en condiciones de confinamiento nulo probablemente se encuentren afectados por el acoplamiento deficiente entre la muestra y el cabezal. Por este motivo, es posible que los valores de D correspondientes a confinamientos nulo hayan resultado demasiado elevados.

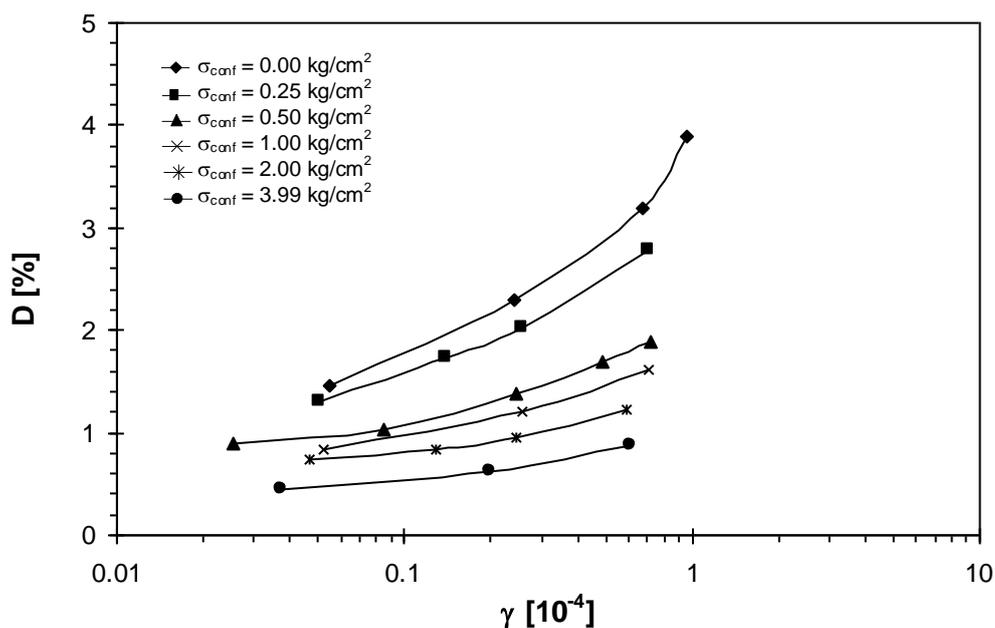


Figura 7.40: Variación de la relación de amortiguamiento viscoso (D) con el nivel de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$).

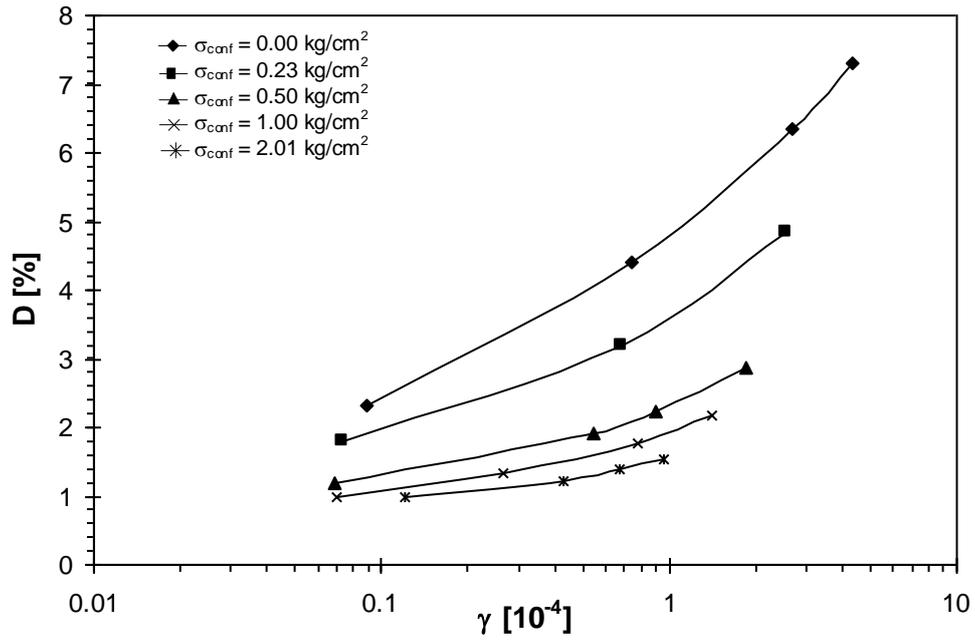


Figura 7.41: Variación de la relación de amortiguamiento viscoso (D) con el nivel de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$).

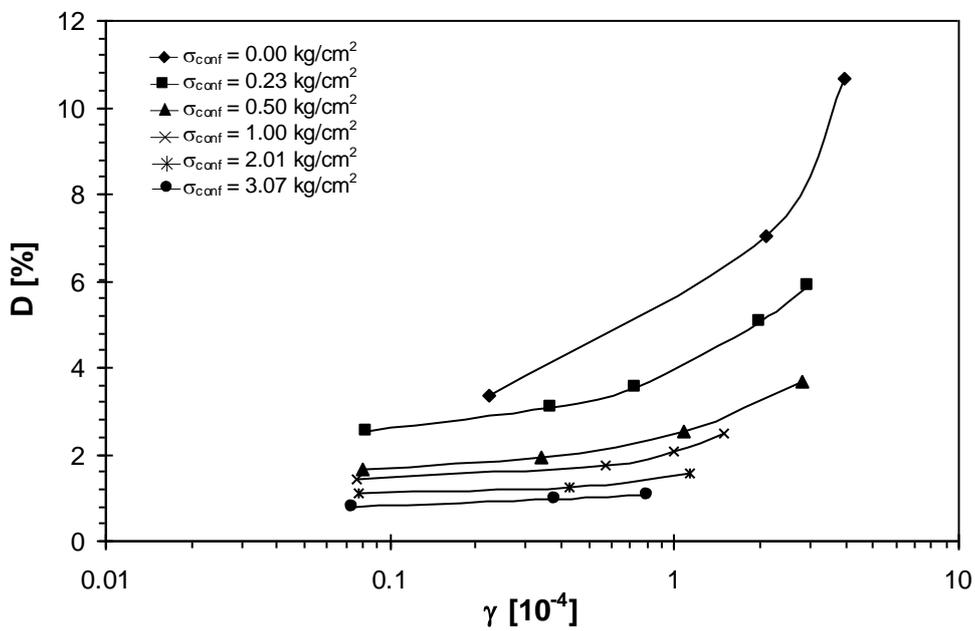


Figura 7.42: Variación de la relación de amortiguamiento viscoso (D) con el nivel de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$).



Se observa que el menor nivel de deformación alcanzado en la medición del amortiguamiento viscoso, resulta mayor al alcanzado en la determinación del módulo de corte G . Este se debe a que a bajas deformaciones, la señal de respuesta del sistema muestra - cabezal presentaba ruidos que dificultaban la medición del decremento logarítmico (del decaimiento en vibraciones libres) y por lo tanto imposibilitaron la correcta determinación del amortiguamiento. Sin embargo, a pesar de los ruidos presentes, la frecuencia de resonancia del sistema pudo ser identificada sin mayores inconvenientes y consiguientemente, el módulo de corte pudo ser calculado.

Para ver el crecimiento del amortiguamiento en términos relativos, en la Figura 7.43 se ilustra la variación con el nivel de deformación del amortiguamiento normalizado respecto al amortiguamiento mínimo (D_{min}). El amortiguamiento mínimo se define como el amortiguamiento medido al menor nivel de deformación alcanzado. Nótese, que las mediciones realizadas, no garantizan que el D_{min} medido sea realmente el menor amortiguamiento, ya que en ningún caso se midieron amortiguamientos iguales para dos deformaciones diferentes.

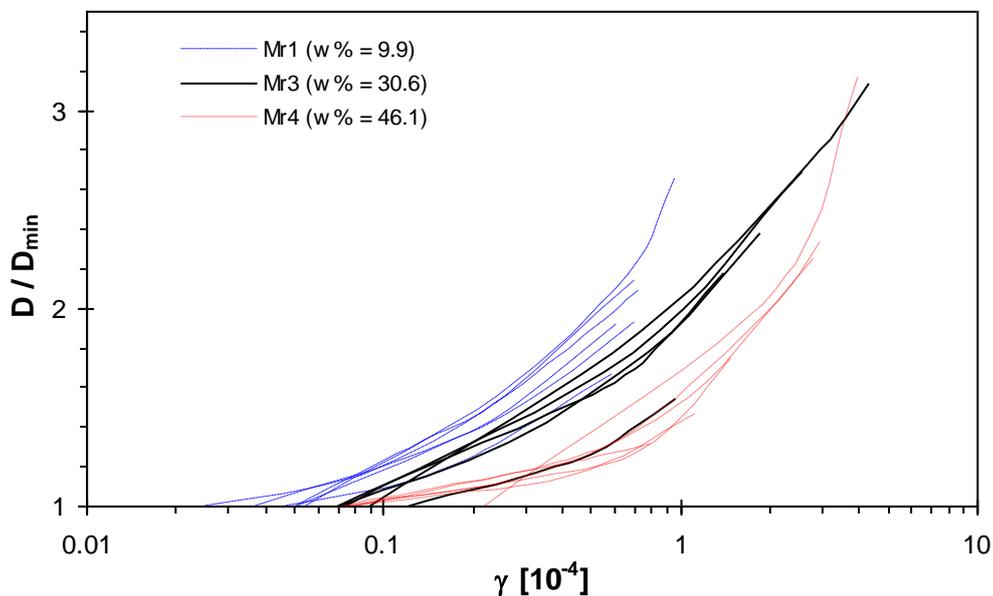


Figura 7.43: Variación del amortiguamiento normalizado (D / D_{min}) con la amplitud de deformación (γ) en las muestras Mr1, Mr3 y Mr4. Para cada muestra, se presentan las curvas obtenidas para cada presión de confinamiento.

En la Figura 7.43 se observa que, aparentemente la presión de confinamiento no afecta la forma de las curvas D / D_{min} versus γ . En este mismo gráfico, las curvas correspondientes a la muestra Mr4, aparecen desplazadas hacia la derecha de las correspondientes a la muestra Mr3 y a su vez, estas se ubican a la derecha de las representativas de la muestra Mr1. Este comportamiento es consecuencia de que los menores niveles de deformación a los que se midió el amortiguamiento, son diferentes en las tres muestras analizadas. No obstante esta diferencia, el paralelismo entre las curvas indicaría que el contenido de humedad tampoco afecta al amortiguamiento normalizado. Estas observaciones, hechas en términos del amortiguamiento normalizado, pueden interpretarse como que el incremento del amortiguamiento con la deformación, en términos relativos a su valor inicial, es independiente del contenido de humedad y de la presión de confinamiento. Sin embargo, en términos de valor absoluto, el amortiguamiento decrece con la presión de confinamiento y crece con el contenido de humedad.

El decrecimiento del amortiguamiento al aumentar la presión de confinamiento puede apreciarse más claramente en la Figura 7.44. En esta figura, se representó la variación del amortiguamiento con la presión de confinamiento para las tres muestras analizadas. Los valores de amortiguamiento presentados en esta figura corresponden a una amplitud de deformación de aproximadamente $6 \cdot 10^{-6}$.

Se observa, que para confinamientos bajos, entre 0 y 1 kg/cm², el amortiguamiento se ve fuertemente afectado por la presión isotrópica, influencia esta que disminuye al aumentar el nivel tensional. Este comportamiento es semejante al observado en el módulo de corte. A su vez, a medida que el contenido de humedad decrece, las fuerzas de succión aumentan y consiguientemente el efecto del confinamiento es menos acentuado. En la Figura 7.44 puede apreciarse también, la influencia del contenido de humedad en el amortiguamiento viscoso del loess ensayado. El amortiguamiento aumenta con el contenido de humedad, tendencia que a altos confinamientos tiende a desaparecer.

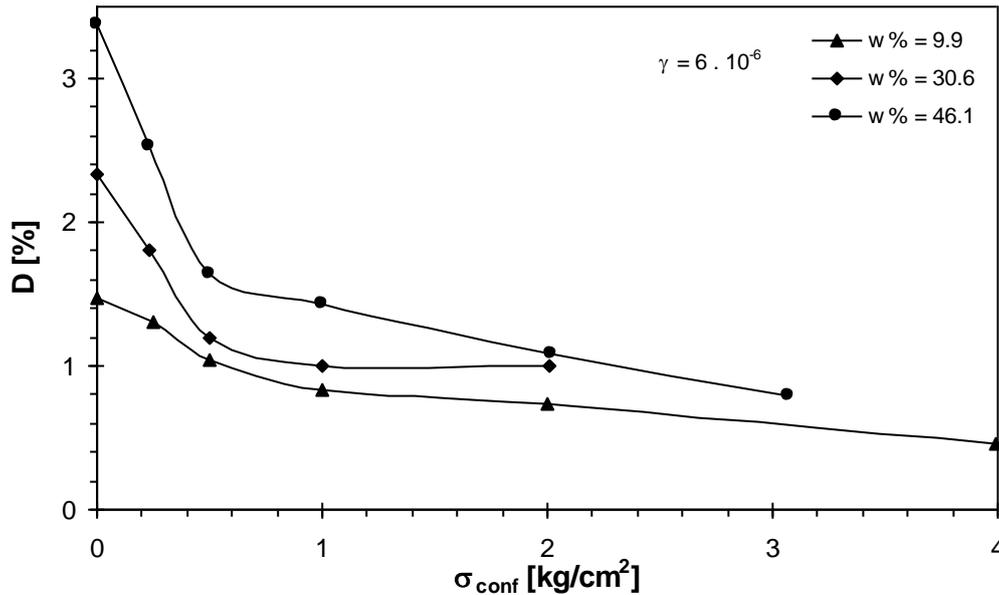


Figura 7.44: Variación de la relación de amortiguamiento (D) con la presión de confinamiento (σ_{conf}) en las muestras Mr1, Mr3 y Mr4. Las mediciones corresponden a una amplitud de deformación (γ) de $6 \cdot 10^{-6}$.

En general, el comportamiento descrito no difiere del observado por otros autores en distintos tipos de suelos (ejs. Seed e Idriss, 1970; Hardin y Drnevich, 1972a; Stokoe y Isenhower, 1980; Borden et al., 1996, Rollins et al., 1998). Hardcastle y Sharma (1998) presentaron valores de amortiguamiento medidos en muestras de loess parcialmente saturado de Norteamérica. Los valores presentados por estos autores resultan levemente superiores a los aquí expuestos, sin embargo muestran las mismas tendencias.

Las observaciones realizadas respecto al amortiguamiento medido, son meramente descriptivas del comportamiento y tendencias del mismo. No se hicieron análisis a nivel de microestructura por exceder los mismos a los objetivos del presente estudio.

7.7.2 Amortiguamiento Histerético

Las relaciones de amortiguamiento histerético medidas en los ensayos de corte torsional estático, se ilustran en las Figuras 7.45 a 7.47. En estas figuras, se incluyó también a las relaciones de amortiguamiento viscosos medidos.

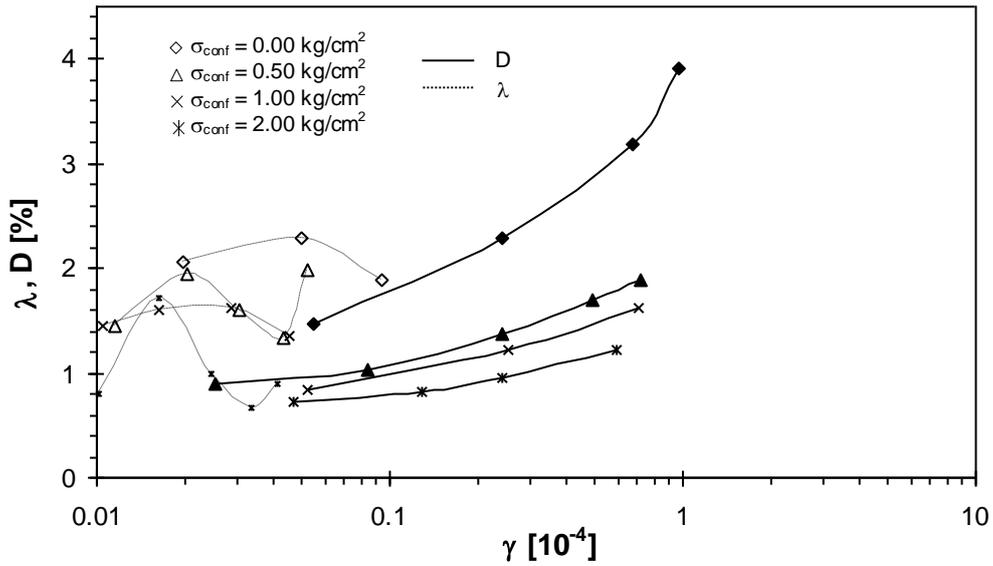


Figura 7.45: Variación del amortiguamiento histerético (λ) y viscoso (D) con la amplitud de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr1 ($w\% = 9.9$).

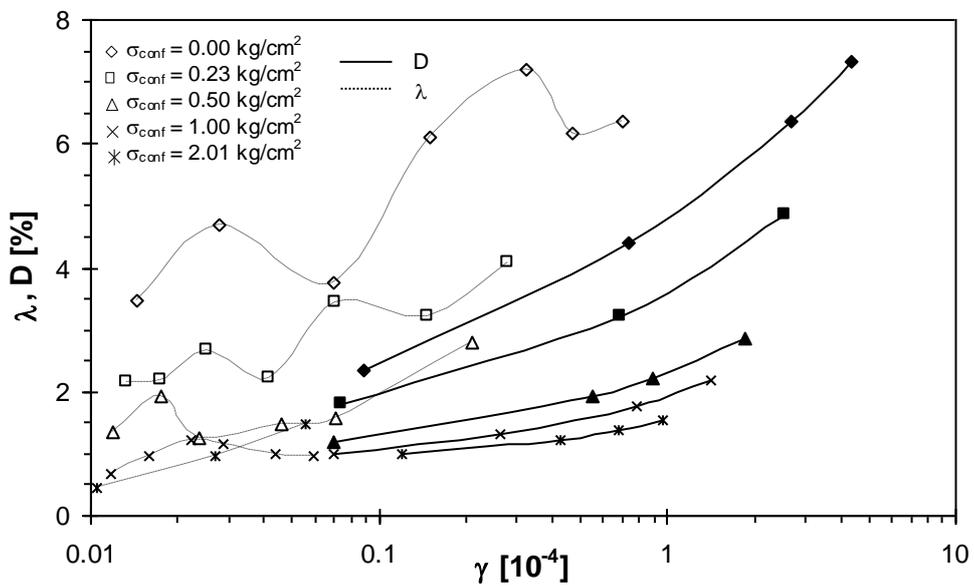


Figura 7.46: Variación del amortiguamiento histerético (λ) y viscoso (D) con la amplitud de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr3 ($w\% = 30.6$).

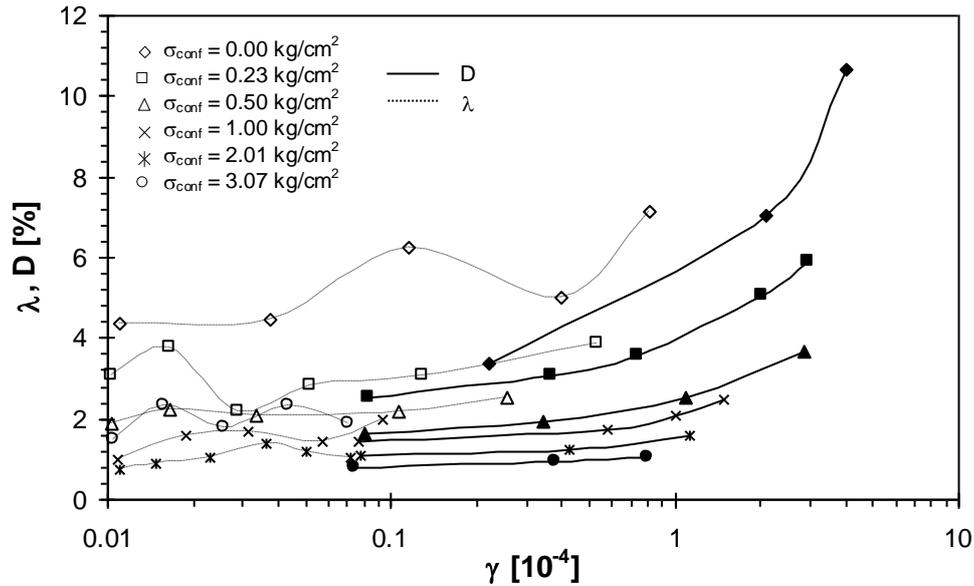


Figura 7.47: Variación del amortiguamiento histerético (λ) y viscoso (D) con la amplitud de deformación (γ) y la presión de confinamiento (σ_{conf}) en la muestra Mr4 ($w\% = 46.1$).

Se observa que existe una dispersión considerable en los resultados de ensayo. No obstante la dispersión existente, no se observan diferencias importantes entre el amortiguamiento medido a altas frecuencias (viscoso) y el medido cuasiestáticamente (histerético). Las mediciones correspondientes a confinamiento nulo son las que presentan la mayor dispersión, motivo que seguramente está asociado al acoplamiento deficiente entre la muestra y el cabezal. La calidad de los resultados indica que con el equipamiento disponible, la medición del amortiguamiento histerético no es apropiada. No es posible determinar una tendencia en los valores de λ debido a la dispersión de las mediciones.

A los fines prácticos, en función de los resultados expuestos, puede considerarse que la relación de amortiguamiento del loess ensayado no supera el valor de 7 % siempre que la amplitud de deformación específica sea igual o inferior a 10^{-3} . Este valor máximo de amortiguamiento se da para las condiciones críticas, es decir saturación del 100 % y confinamiento nulo. A medida que el contenido de humedad decrece y la presión de confinamiento aumenta, el amortiguamiento resulta cada vez menor.

7.8 RESUMEN DE LOS PUNTOS PRINCIPALES

La columna resonante del Laboratorio de Geotecnia de la U.N.C. se utilizó para la medición del módulo de corte de muestras de loess inalterado de la Provincia de Córdoba a niveles de deformación específica comprendidos entre 10^{-6} y 10^{-3} . Las mediciones se realizaron tanto en resonancia como en torsión estática cíclica. Los resultados obtenidos permitieron arribar a las siguientes conclusiones:

- a) La compresibilidad del loess aumenta con el contenido de humedad de la misma manera observada en el las muestras ensayadas en el edómetro modificado (Capítulo 5).
- b) El módulo de corte del loess decrece con el nivel de deformación y el contenido de agua y crece con el confinamiento. El comportamiento observado en el loess indica que al aumentar el contenido de agua, las fuerzas de succión y de naturaleza eléctrica se desvanecen y los vínculos cementantes se disuelven, generando un material más compresible y de menor rigidez dinámica. La mayor compresibilidad de las muestras con altos contenidos de humedad, se traduce en un mayor crecimiento del módulo con el confinamiento. Por esta causa, a elevados confinamientos, las muestras con alta humedad pueden llegar a desarrollar módulos dinámicos mayores que las muestras más secas.
- c) La degradación sufrida con la deformación no es constante, sino que depende de la presión de confinamiento aplicada, decreciendo al aumentar el confinamiento. No se observa una influencia marcada del contenido de humedad en la degradación del módulo de corte con la deformación, aparentemente la degradación decrece al disminuir el porcentaje de agua en el suelo. Nuevamente, las fuerzas generadas en los contactos entre partículas son las responsables de este fenómeno. Al crecer las fuerzas capilares originadas por la succión, la atracción entre las partículas constituyentes de la fracción fina del loess aumenta y por lo tanto el nivel de deformaciones necesario para inducir cambios en la estructura del suelo resulta también creciente. El efecto del confinamiento es análogo, con la diferencia de que sus efectos comprenden a toda la estructura del material, mientras que las fuerzas capilares son predominantes en los puentes de arcilla. El efecto de las fuerzas capilares disminuye al aumentar el confinamiento: por un lado la succión decrece

consecuencia del aumento del grado de saturación generado por la compresión del suelo y por otro lado, a altos confinamientos, el efecto predominante de las presiones aplicadas, encubre el efecto de las fuerzas de succión.

- d) El nivel de deformación correspondiente al límite del comportamiento elástico del loess ensayado aumenta con la presión de confinamiento. Para confinamientos entre 0.25 kg/cm^2 y 4.00 kg/cm^2 , este límite se encuentra comprendido entre $3 \cdot 10^{-6}$ y $2 \cdot 10^{-5}$, cualquiera sea el contenido de humedad.
- e) Para los niveles de deformación alcanzados en los ensayos realizados ($\gamma < 10^{-4}$), no se observó influencia de la frecuencia ni del número de ciclos de carga en el módulo de corte del loess. Consecuentemente los módulos medidos dinámicamente (en resonancia) compararon bien con los medidos en torsión cuasiestática (a bajas frecuencias) en las mismas condiciones de humedad y confinamiento.
- f) Las mediciones realizadas se aproximaron con un modelo en el que la degradación del módulo es función de la presión de confinamiento. El grado de ajuste entre el modelo y los resultados obtenidos fue razonable. El modelo propuesto, permite determinar en forma expeditiva el módulo de corte del loess estudiado para deformaciones comprendidas entre 10^{-6} y 10^{-3} para cualquier condición de humedad y confinamiento, siendo necesario conocer únicamente el valor del módulo correspondiente a pequeñas deformaciones (inferiores a 10^{-5}).
- g) Se hicieron determinaciones de la relación de Poisson a través del método de análisis multimodal. Se concluyó que la validez del método está limitada a deformaciones inferiores al límite elástico.
- h) La relación de Poisson del loess inalterado resultó independiente de la presión de confinamiento y del contenido de humedad.
- i) En las muestras ensayadas, se hicieron determinaciones de la relación de amortiguamiento viscoso. También se realizaron mediciones del amortiguamiento histerético, sin embargo la calidad de las mediciones fue baja. El amortiguamiento viscoso demostró ser altamente dependiente del contenido de humedad y de la

presión de confinamiento. Al crecer la presión isotrónica, el amortiguamiento decrece, mientras que al aumentar el grado de saturación el amortiguamiento crece.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

8.1 INTRODUCCIÓN

El loess, es un material de doble porosidad de características colapsables que ocupa gran parte de la superficie terrestre. En la provincia de Córdoba se encuentra en una extensa zona ocupando estratos superficiales con espesores que pueden alcanzar los 60 m de profundidad. Debido a sus características colapsables, cuando es utilizado como suelo de fundación ocasiona gran cantidad de perjuicios en las obras civiles, por lo que es una práctica usual mejorar su comportamiento a través de diferentes métodos entre los que se destaca la compactación in situ.

El módulo de corte dinámico es un parámetro esencial a la hora de determinar el comportamiento de los suelos frente a acciones de tipo cíclicas. En ocasiones, es posible también correlacionarlo con el módulo de deformación correspondiente a condiciones de carga estáticas y de esta manera utilizarlo en la solución de problemas de esta naturaleza, como ser el cálculo de los asentamientos sufridos por una fundación. El módulo de corte, dista mucho de ser una propiedad constante para cada tipo de suelo, sino que por el contrario se ve fuertemente afectado por gran cantidad de factores, pudiendo variar su valor hasta un orden de magnitud en un mismo suelo pero en diferentes condiciones. Debido al comportamiento altamente no lineal de los suelos, el ingeniero geotécnico debe establecer cuáles son los factores que afectan a dicho parámetro y en qué manera lo hacen a los fines de elegir el módulo que corresponda a cada problema geotécnico en particular. En otras palabras, la elección de la magnitud apropiada del módulo asociado a un determinado problema, es función de los valores que adopten las variables que lo controlan.

En este trabajo se presenta un estudio experimental realizado sobre muestras de loess de la Provincia de Córdoba en estado tanto natural como compactado. El objetivo del mismo es la caracterización del módulo de corte dinámico del loess de la Provincia de

Córdoba. Con tal finalidad, el trabajo se centró en la determinación de la influencia que variables tales como la presión aplicada, contenido de humedad, nivel de deformación, estructura resultante del proceso de compactación, número de ciclos de carga y frecuencia de carga tienen en el módulo de corte del loess.

El estudio se sustenta en las mediciones realizadas en laboratorio en cuatro tipos de ensayos diferentes:

- Ensayos edométricos con medición de velocidad de ondas.
- Ensayos de compresión isotrópica con medición de velocidad de ondas.
- Ensayos de columna resonante.
- Ensayos de corte torsional estático cíclico.

Para la ejecución de las pruebas edométricas y de compresión isotrópica con medición de velocidad de ondas se utilizó un edómetro y una celda isotrópica respectivamente, ambos reformados para poder medir velocidad de propagación de ondas mecánicas. La reforma consistió básicamente en la incorporación de cristales piezocerámicos en los cabezales superior e inferior de las celdas. Estos piezocristales se utilizaron tanto para emitir como para recibir perturbaciones mecánicas propagadas a lo largo de las muestras de suelo. Con la introducción de una perturbación mecánica se pudo calcular la velocidad de propagación de ondas en el suelo, la cual, junto con la densidad del material se utilizó para determinar el módulo máximo. Conjuntamente con la velocidad de onda durante los ensayos se midieron las compresiones sufridas por las muestras a causa de la presión aplicada. Los ensayos de columna resonante y corte torsional estático cíclico se ejecutaron en el mismo dispositivo, una columna resonante de configuración fija – libre la cual pudo ser utilizada tanto en resonancia como a bajas frecuencias, inferiores a los 2 Hz. Al igual que en el edómetro y la celda isotrópica, en la columna resonante fue posible medir la deformaciones sufridas por las muestras al aplicar distintas presiones de confinamiento.

Los resultados obtenidos en los ensayos edométricos en muestras de loess inalterado, permitieron analizar la influencia que la presión de confinamiento y el contenido de humedad ejercen en la velocidad de propagación de ondas y el módulo máximo del loess en estado inalterado. Con la finalidad de investigar los efectos del remoldeo y la

alteración sufridos por las muestras, se analizaron en forma comparativa mediciones en probetas de loess inalterado y remoldeado con igual densidad y humedad. En loess inalterado, se relacionó a la compresibilidad y al colapso a macroescala con la rigidez dinámica y la estructura a microescala del suelo. A partir de esta relación se pudo dar una explicación del desarrollo del fenómeno de colapso a microescala (a nivel de contacto entre partículas).

En la celda isotrópica se ensayaron muestras de loess compactado con la energía del Proctor Estándar. Las muestras ensayadas fueron compactadas en diferentes puntos de la curva de compactación, tanto en la rama seca, como en el óptimo como en la rama húmeda. Se estudió el efecto que la humedad de ensayo, presión de confinamiento y estructura resultante del proceso de compactación ejercen en la velocidad de onda y módulo máximo de este material. Las mediciones fueron aproximadas con una ecuación potencial a la que se le incorporó un término independiente que considera la velocidad de onda a confinamientos nulos. Se establecieron tendencias generales para la velocidad de onda del loess compactado. La variación de la relación de Poisson con la presión de confinamiento y el contenido de humedad en loess compactado también fue observada.

Por último, se realizaron ensayos de columna resonante y corte torsional estático cíclico sobre muestras de loess inalterado. Los resultados obtenidos permitieron corroborar la influencia de la humedad y la presión actuante observadas en los ensayos edométricos. Adicionalmente, con este dispositivo fue posible observar la influencia del nivel de deformación, frecuencia y número de ciclos de carga en el módulo de corte del loess. De esta manera se determinaron las variables más importantes que afectan a la degradación del módulo con la deformación. Las observaciones realizadas se fundamentaron en análisis del comportamiento a microescala. Se midieron los módulos de corte estático y dinámico en las mismas muestras y se compararon los resultados. Se propuso una formulación matemática para aproximar la variación del módulo con el nivel de deformación, la presión de confinamiento y el contenido de humedad. Se hicieron determinaciones de la relación de Poisson mediante el método de análisis multimodal. En forma complementaria se midió la relación de amortiguamiento de las muestras ensayadas y se observaron las tendencias sufridas por la misma.

8.2 CONCLUSIONES GENERALES

A continuación se resumen las conclusiones fundamentales que se extrajeron de los resultados experimentales mostrados y de los análisis llevados a cabo. Estas conclusiones se han agrupado en dos categorías: las referidas a las técnicas de ensayo empleadas y las referidas al comportamiento general del loess. Dentro de estas últimas se han destacado las que constituyen un aporte original del presente trabajo.

a) De la utilización de los equipos y técnicas descritas puede concluirse que:

El molde tripartido de compactación presentado en el Capítulo 6, resultó ser de gran utilidad para la obtención de muestras compactadas con la energía del ensayo Proctor Estándar, presentando la ventaja del fácil desmolde, disminuyendo la alteración sufrida por las muestras durante este proceso. La curva de compactación obtenida en el molde especial fue muy próxima a la curva Proctor, siendo las diferencias en las humedades óptimas menores al 1% y en las densidades máximas inferiores al 4% del valor obtenido en el Proctor.

Tanto la celda isotrópica como la celda edométrica resultaron aptas para ejecutar ensayos de compresión con medición de velocidad de propagación de ondas. En ambos equipos las señales obtenidas con la metodología descrita fueron lo suficientemente claras como para determinar con seguridad los arribos de las ondas de corte. No ocurrió lo mismo con las ondas de compresión, cuyos arribos en algunos casos no pudieron ser ubicados con certeza.

Asimismo, la columna resonante resultó apropiada para la medición del módulo de corte tanto en resonancia como en corte torsional estático cíclico de muestras cilíndricas llenas de loess inalterado. Las menores deformaciones medibles con el equipamiento disponible fueron del orden de 10^{-6} . Debido a la elevada rigidez del loess semisaturado, los máximos niveles de distorsión angular alcanzados en resonancia fueron levemente inferiores a 10^{-3} , disminuyendo al aumentar la rigidez de las muestras. En torsión estática cíclica, las máximas amplitudes de deformación logradas fueron del orden de 10^{-4} , inferiores a las alcanzadas en resonancia debido a la carencia de las fuerzas inerciales. En los ensayos en resonancia con muestras llenas de 35 mm de diámetro, no

se observaron problemas de acoplamiento entre la muestra y el cabezal superior para confinamientos mayores a 0.23 kg/cm^2 .

b) Respecto al comportamiento del loess tanto en estado natural como compactado el presente estudio permitió arribar a las siguientes conclusiones:

Tanto en el loess inalterado como compactado, el módulo de corte máximo resulta fuertemente dependiente del contenido de humedad y la presión de confinamiento. El módulo crece con el confinamiento y decrece con el contenido de humedad. De igual manera, la compresibilidad a macroescala del loess natural y compactado mostró una gran dependencia respecto del grado de saturación, de manera que al aumentar este último, la compresibilidad aumenta. A su vez, en las muestras de loess compactado con la energía del ensayo Proctor, se observó que la compresibilidad decrece con la densidad de compactación, notándose que a igual densidad, las muestras compactadas en la rama húmeda resultan más compresibles que las compactadas en la rama seca.

Este comportamiento puede explicarse a partir de las fuerzas generadas en los contactos entre las partículas constitutivas del material. Al aumentar el contenido de agua, las fuerzas de succión y de naturaleza eléctrica se desvanecen y los vínculos cementantes se disuelven, generando un material más compresible y de menor rigidez dinámica (módulo). La mayor compresibilidad de las muestras con altos contenidos de humedad, se traduce en un mayor crecimiento del módulo con el confinamiento. Por esta causa, a elevados confinamientos, las muestras con alta humedad pueden llegar a desarrollar módulos dinámicos mayores que las muestras más secas. La estructura del loess argentino se asemeja a un medio de doble porosidad en el que los macroporos están constituidos por una matriz de minerales arcillosos y sales que rodean a las partículas de limo y arcilla. La elevada compresibilidad del loess refleja la alta relación de vacíos inicial, la debilidad de las uniones entre partículas, los contenidos de humedad natural en general bajos, la graduación granulométrica pobre y las características angulosas de los granos. La estabilidad estructural de la matriz granular depende de las fuerzas de cementación a nivel de contacto entre partículas y de las fuerzas de succión y de naturaleza eléctrica generadas entre los granos.

Como aportes originales del presente estudio pueden mencionarse los siguientes:

En loess natural, la variación de la velocidad de propagación de ondas con la presión vertical desarrolla un pico que se corresponde con la presión de colapso determinada en el ensayo de compresión confinada. A su vez, como ya había sido notado en estudios previos, la presión de colapso depende del grado de saturación, al aumentar el grado de saturación, la presión de colapso disminuye. Evidentemente, la estabilidad estructural de la matriz granular del loess inalterado depende de las fuerzas de cementación a nivel de contacto entre partículas y de las fuerzas de succión y de naturaleza eléctrica generadas entre los granos. El pico en la variación de la velocidad de onda con la presión vertical, no se observa en ninguna de las muestras de loess compactado analizadas. Coincidentemente con esta carencia de pico, las curvas de presión deformación en loess compactado no presentan una presión de colapso bien definida.

Las ecuaciones de tipo potencial clásicas presentadas en la literatura, no resultan apropiadas para modelar la variación de la velocidad de onda (V_s) o el módulo máximo (G_{max}) en muestras de loess natural en condición no saturada. Esta modelación es solamente posible en muestras saturadas.

Las tendencias observadas en la variación de la velocidad de onda y el módulo máximo en loess natural indican que estos parámetros son controlados por las fuerzas de succión y cementación cuando los niveles tensionales aplicados en las muestras son bajos. A altos niveles tensionales, las presiones externas aplicadas comienzan a controlar los cambios sufridos por la velocidad de onda y el módulo máximo.

Al producirse el colapso, el suelo sufre grandes variaciones de densidad, las cuales traen como consecuencia que las curvas que representan la variación de la velocidad de onda y el módulo de corte máximo con la presión de confinamiento muestren diferencias notables.

La velocidad de onda en loess inalterado es mayor que en el loess remoldeado a igual densidad y contenido de humedad. Esta diferencia disminuye con los contenidos de humedad. La destrucción de la estructura y la rotura de los vínculos cementantes producidos durante el proceso de remoldeo, son la causa de la disminución de la rigidez del esqueleto del suelo.

En el loess compactado con la energía del ensayo Proctor Estándar, se observó que la velocidad de ondas S o su equivalente el módulo de corte máximo, está gobernada por una compleja combinación de cuatro variables fundamentales: presión de confinamiento, estructura interna (floculada o dispersa), contenido de humedad (o succión) y densidad de compactación. El efecto de la estructura interna en la velocidad de onda de muestras compactadas a la misma densidad pero en diferentes ramas de curva de compactación, aparentemente no es significativo. Sin embargo, el efecto de la estructura se hace más importante al crecer la presión de confinamiento ya que las muestras compactadas en la rama húmeda resultan más compresibles que las compactadas en la rama seca y por lo tanto la velocidad de crecimiento de la velocidad de onda con el confinamiento resulta más elevada. El grado de saturación juega un rol preponderante en el módulo máximo en todos los casos. Al agregar agua al suelo, decrece la succión, las fuerzas a nivel de contacto entre partículas disminuyen y la velocidad de onda decrece. A su vez, al crecer el contenido de humedad, la compresibilidad del suelo aumenta y consecuentemente la velocidad de onda resulta más fuertemente afectada por la presión de confinamiento. En el óptimo de la curva de compactación, la compresibilidad de las muestras es mínima y la velocidad de onda es influenciada fundamentalmente por el incremento en las presiones de contacto entre granos sufridos como consecuencia de los incrementos tensionales. Este efecto es más notorio al aumentar el contenido de humedad.

Se propuso un modelo de tres parámetros para ajustar la variación de la velocidad de ondas con la presión de confinamiento medida en las muestras de loess compactado con la energía del Proctor Estándar. El modelo es de la forma:

$$V_s = V_{so} + B_c \cdot \left(\frac{\sigma_{conf}}{\sigma_r} \right)^\xi \quad (\text{Ec. 8.1})$$

El ajuste del modelo a las mediciones realizadas fue muy bueno. Cada uno de los parámetros de esta ecuación fue asociado a un efecto específico. El término V_{so} fue relacionado a la velocidad de onda de corte cuando el confinamiento es nulo. El

parámetro B_c fue asociado a la compresibilidad de las muestras y el exponente ξ al efecto de la presión de confinamiento en la presión de contacto entre granos.

Las tendencias generales observadas para la velocidad de propagación de ondas en loess compactado permitieron concluir que el control de la compactación in situ mediante la medición de la velocidad de ondas resulta engorroso. Si bien se observó influencia de la densidad de compactación en la velocidad de onda, el efecto conjunto de la succión, estructura y confinamiento, pueden ocultar el efecto de la densidad, resultando posible medir valores elevados de V_s en suelos de compactación pobre, pero con elevada succión.

Se observó la degradación sufrida por el módulo de corte con el nivel de deformación en muestras de loess inalterado. Esta degradación no es constante, sino que depende de la presión de confinamiento aplicada, decreciendo al aumentar el confinamiento. Nuevamente, las fuerzas generadas en los contactos entre partículas son las responsables de este fenómeno. Al crecer las fuerzas capilares originadas por la succión, la atracción entre las partículas constituyentes de la fracción fina del loess aumenta y por lo tanto el nivel de deformaciones necesario para inducir cambios en la estructura del suelo resulta también creciente. El efecto del confinamiento es análogo. La influencia de las fuerzas capilares disminuye al aumentar el confinamiento: por un lado la succión decrece como consecuencia del aumento del grado de saturación generado por la compresión del suelo y por otro lado, a altos confinamientos, el efecto predominante de las presiones aplicadas, oscurece el efecto de las fuerzas de succión.

El límite elástico del loess ensayado aumenta con la presión de confinamiento y disminuye con el contenido de humedad, siendo el efecto de este último de escasa importancia.

En las muestras ensayadas no se observó influencia de la frecuencia ni del número de ciclos de carga en el módulo de corte para los niveles de deformación alcanzados ($\gamma < 10^{-4}$).

No se observaron diferencias apreciables entre los módulos de corte medidos en resonancia y en torsión estática en muestras de loess inalterado. Esta observación es

seguramente consecuencia de los bajos niveles de deformación alcanzados por lo que no es extensiva a niveles de deformación elevados.

Se desarrolló un modelo para aproximar la variación del módulo con el nivel de deformación en loess natural. Este modelo se caracteriza por ser independiente del contenido de humedad. El modelo es de la forma:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + 0.04 \cdot \gamma^{0.92} + 0.3 \cdot \gamma^{0.92} \cdot e^{-\sigma_{conf}}} \quad (\text{Ec. 8.2})$$

El grado de ajuste entre el modelo y los resultados obtenidos fue bueno.

Se observaron las tendencias mostradas por la relación de Poisson tanto en las muestras de loess compactado con la energía del ensayo Proctor Estándar y ensayadas en la celda isotrópica, como en las muestras de loess inalterado ensayadas en la columna resonante. En ambos casos, la relación de Poisson correspondiente a bajas deformaciones, mostró ser independiente de la presión isotrópica y el contenido de humedad. No obstante esta observación, los resultados no parecen ser concluyentes ya que en las muestras de loess compactado, los módulos de Poisson no pudieron determinarse en todas las muestras, fundamentalmente en las de grados de saturación más elevados y en la columna resonante no se midieron las deformaciones originadas en el modo flexional.

La validez de la técnica de análisis multimodal para determinar la relación de Poisson en la columna resonante, fue limitada a pequeños niveles de deformación, inferiores al límite elástico. En caso contrario, es necesario medir las deformaciones generadas en el modo flexional y compatibilizarlas con las medidas en torsión.

Adicionalmente a la medición del módulo de corte, en los ensayos de columna resonante, se hicieron determinaciones de la relación de amortiguamiento viscoso. También se realizaron mediciones del amortiguamiento histerético, sin embargo la calidad de las mediciones fue baja. El amortiguamiento viscoso demostró ser altamente dependiente del contenido de humedad y de la presión de confinamiento. Al crecer la presión isotrópica, el amortiguamiento decrece, mientras que al aumentar el grado de saturación el amortiguamiento crece.

8.3 RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

De las mediciones y análisis presentados en la presente investigación, surgen una serie de aspectos cuyo estudio resultaría de sumo interés:

Resultaría un buen aporte a los datos aquí presentados agregar mediciones de succión. Con tal finalidad se podría equipar a las celdas edométricas e isotrópica con los dispositivos necesarios para esta medición. Estos datos permitirían evaluar la influencia de la succión en el módulo y la velocidad de onda en términos cuantitativos. Por otro lado podrían plantearse modelos que consideraran el comportamiento del loess en función de la succión en lugar del contenido de humedad.

En el presente trabajo solo se consideró la saturación del loess con agua. Podrían diseñarse ensayos en los que la saturación se realice con diferentes líquidos, como ser fluidos orgánicos, los cuales no disuelven las sales existentes en los contactos entre partículas pero sí disminuyen las fuerzas de succión. Experimentos de este tipo permitirían cuantificar el efecto relativo de la succión y de la cementación en el módulo máximo del loess a bajos confinamientos.

Con el equipamiento disponible en el presente estudio, los niveles de deformación alcanzados fueron inferiores a 10^{-3} . Resultaría de gran interés el desarrollo de algún equipo con el que se pueda someter al loess a niveles de deformación que cubran el rango no alcanzado con la columna resonante, es decir desde 10^{-4} hasta grandes deformaciones. De esta manera se podría extender la presente investigación a todo el rango de deformaciones de interés para la geotecnia, desde la zona elástica a bajas deformaciones (del orden de 10^{-6}) hasta la falla del material. Probablemente el dispositivo más adecuado para cumplir este objetivo sea el diseño de una celda triaxial equipada con dispositivos capaces de medir deformaciones del orden de 10^{-4} . Alternativamente podría construirse un amplificador que permita introducir excitaciones a las bobinas de la columna resonante mayores a las alcanzables con el analizador y generador de señales. De esta manera resultaría posible alcanzar mayores niveles de deformación en los ensayos de torsión estática cíclica y por lo tanto analizar el efecto de variables tales como la frecuencia o el número de ciclos de carga a mayores niveles de deformación a los alcanzados en este estudio.

En cuanto a la técnica de análisis multimodal, un buen avance con respecto a los resultados aquí presentados sería el de determinar las deformaciones producidas en la muestras durante las vibraciones en el primer modo flexional. De esta manera, resultaría posible comparar los módulos de Young y de corte (E y G) correspondientes al mismo nivel de deformación y consecuentemente obtener relaciones de Poisson para diferentes amplitudes de deformación.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Achenbach J. D. (1975). "Wave Propagation in Elastic Solids". *North – Holand Publishing Company*, Amsterdam.
- Agarwal T. K. e Ishibashi I. (1991). "Multi-directional Wave Velocity by Piezoelectric Crystals". *Recent Advances in Instrumentation, data Acquisition and Testing in Soil Dynamics*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 29, pp. 102-117.
- Aggour M. S., Tawfiq K. S. y Taha M. R. (1988). "Impulse and Random Testing of Soils". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Moution Evaluation*, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 346 – 358.
- Air Force Weapons Laboratory (1977). "Cylindrical In Situ Test at Selected Nuclear and High-Explosive Test Sites". *AFWL-TR-76-709, Kirkland Air Force Base, N. M.*, February.
- Aisiks E. G. y Tarshansky I. W. (1968). "Soil Studies for Seismic Design of San Francisco Transbay Tube". *Proceedings, Symposium on Earthquake and Vibration Effects on the Behaviour of Soils and Foundations*, ASTM, San Francisco.
- Aitchinson G. D. (1973). "Structurally Unstable Soils; State of the Art". *Proceedings of the 8^o International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscu, pp. 161 – 190.
- Aitchinson G. D. y Woodburn J. A. (1969). "Soil Suction in Foundation Design". *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, Méjico, pp. 1-8.

- Alarcon-Guzman, A., Chameau, J. L., Leonards, G. A., y Frost, J. D. (1989). “Shear Modulus and Cyclic Undrained Behavior of Sands”. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 29, No. 4, pp. 105 -119.
- Aliyev S. K. y Veliyev A. I. (2001). “Investigation into Rheological Properties of Compacted Loess Soils”. *Proceedings of the XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía, 27 – 31 de Agosto del 2001, pp. 3 – 4.
- Alonso, E. E. y Gens, A. (1994). Keynote lecture: “On the Mechanical Behaviour of Arid Soils”. *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, London, U.K., P. G. Fookes & R. H. G. Parry (eds.), pp. 173 – 205.
- Amirsoleymani T. (1994). “Deposition and the Behaviour of Partially Saturated Silt”. *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, London U.K., P. G. Fookes & R. H. G. Parry (eds.), pp. 207 – 214.
- Anderson D. G. y Richart F. E. Jr. (1976). “Effects of Shearing on Shear Modulus of Clays”. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT 9, pp. 975 – 987.
- Anderson D. G. y Stokoe K. H. II (1978). “Shear Modulus: A Time – Dependent Soil Property”. *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 66 – 90.
- Andrus R. D. y Stokoe K. H. (2000). “Liquefaction Resistance of Soils from Shear – Wave Velocity”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 11, pp. 1015 – 1025.

- Assimaki D., Kausel E. y Whittle A. (2000). "Model for Dynamic Shear Modulus and Damping for Granular Soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 859 – 869.
- ASTM (1991). "Annual Book of ASTM Standards", Section 4: Construction, Vol. 04.08: Soil and Rocks; Dimension Stone; Geosynthetics, American Society of Testing and Materials, Philadelphia PA.
- Athanasopoulos G. A. y Woods R. D. (1985). "Temporary Decrease of Clay Modulus in Resonant Column Test". *XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, pp. 979 - 982
- Atkinson J. H. (2000). "Non linear Soil Stiffness in Routine Design". *Geotechnique* 50, No. 5, 487 – 508.
- Baig S., Picornell M. y Nazarian S. (1997). "Low Strain Shear Moduli of Cemented Sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 540 – 545.
- Baldwin K. C., de Alba P., Jones A. y Menguc I. (1991). "Measurement of Shear and Compression Waves During Triaxial Testing". *Reporte no publicado*, Universidad de New Hampshire, Durham.
- Ballard R. F. Jr. (1964). "Determination of Soil Shear Moduli at Depths by In Situ Vibratory Techniques". Miscellaneous Paper No. 4-691, *U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station*, P. O. Box 631, Vicksburg, MS 39180.
- Ballard R. F. (1976). "Method for Croshole Seismic Testing". *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102, No 12, pp.1261-1273

- Barden L., Madedor A. O. y Sides G. R. (1969). "Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay". *Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM 1, pp. 33-52.
- Barton M. E. (1994). "An Alternative Approach to the Understanding of the Collapse Mechanism in Desert Sands, Loess and other Collapsing Soils". *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, London U.K., P. G. Fookes & R. H. G. Parry (eds.), pp. 215 – 220.
- Bates, C. R. (1989). "Dynamic Soil Property Measurements During Triaxial Testing", *Geotechnique*, Vol. 39, No. 4, pp. 721-726.
- Borden R. H., Shao L. y Gupta A. (1996). "Dynamic Properties of Piedmont Residual Soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 10, pp. 813 – 821.
- Bowders J. J., Loehr J. E. y Owen J. W. (2000). "Shear Behavior of Compacted Silty Loess". *Advances in Unsaturated Geotechnics, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000*, Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 99, Shackelford C. D., Houston S. L. and Chang N.-Y. (eds.), pp. 235 – 246.
- Bratton J. L. y Higgins C. J. (1978). "Measuring Dynamic In Situ Geotechnical Properties". *Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, Pasadena, California, pp. 272-289.
- Brignoli E. G. M., Gotti M. y Stokoe K. H. (1996). "Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers". *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 19, No. 4, pp. 384-397.
- Brocanelli D. y Rinaldi V. (1999). "Measurement of Damping and Wave Velocity with Bender Elements in the Frequency Domain". *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp. 1032 – 1040.

- Brooks T. D y Shakoor A. (2002). “Relationship Between Water Content and Engineering Properties of Compacted Soils”. *IX Congress Engineering Geology for Developing Countries*, Durban, J. L. van Rooy and C. A. Jermy eds., South Africa.
- Cáceres R. (1997). *Reporte no publicado*. Software desarrollado en Universidad Nacional de Córdoba para la adquisición y manejo de señales..
- Cascante G. (1996). “Propagation of Mechanical Waves in Particulate Materials”. *Tesis Doctoral presentada en la Universidad de Waterloo*, Ontario, Canada.
- Cascante G. y Santamarina J. C. (1997). “Interparticle Contact Behavior and Wave Propagation”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 10, pag. 831 - 839.
- Cascante G., Santamarina C. y Yassir N. (1998). “Flexural Excitation in a Standard Torsional – Resonant Column Device”. *Canadian Geotechnical Journal* 35, pp. 478 – 490.
- Cavallaro A., Fioravante V., Lanzo G., Lo Presti D. C. F., Pallara O., Rampello, S. d’Onofrio A., Magistris F. S. y Silvestri F. (2001). “Report on the Current Situation of Laboratory Stress – Strain Testing of Geomaterials in Italy and its Use in Practice”. *Advanced Laboratory Stress – Strain Testing of Geomaterials*, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds.), pp 15 – 44.
- Chang T. S. y Woods R. D. (1988). “Internal Damping of Composite Cementitious Material Cemented Sand”. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 20., J. Lawrence Von Thun (eds), pp. 359 – 373.

- Chang C. S., Misra A. y Sundaram S. S. (1991). "Properties of Granular Packings under Low Amplitude Cyclic Loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 10, 201 – 211.
- Cho G. C. y Santamarina J. C. (2001). "Unsaturated Particulate Materials - Particle Level Studies". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 1, pag. 84 - 96.
- Clayton D. R. I. y Heymann G. (2001). "Stiffness of Geomaterials at very Small Strains". *Geotechnique* 51, No. 3, pp. 245 – 255.
- Costa Filho L. de M. (1985). "Measurement of Axial Strains in Triaxial Tests on London Clay". *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 8, No. 1, pp. 3 – 13.
- Darendeli M. B., Stokoe K. H. II y Rathje E. M. (2001). "Importance of Confining Pressure on Nonlinear Soil Behavior and its Impact on Earthquake Response Predictions of Deep Sites". *Proceedings of the XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía, 27 – 31 de Agosto del 2001 pp. 2811 - 2814.
- Delage P., Audiguier M., Jun C. Y. y Howat M. D. (1996). "Microstructure of a Compacted Silt". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 33, 8, pp. 356.
- Dos Santos J. A. y Gomes Correia A. (2001). "Reference Threshold Strain of Soil. Its Application to Obtain an Unique Strain – Dependent Shear Modulus Curve for Soil", *Proceedings of the XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía, 27 – 31 de Agosto del 2001 pp. 267 – 271.
- Drnevich V. P. (1967). "Effect of Strain History on the Dynamic Properties of Sand". *Tesis Doctoral presentada en la Universidad de Michigan, USA.*

- Drnevich V. P. (1972). “Undrained Cyclic Shear of Saturated Sand”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM8, pp. 807 – 825.
- Drnevich V. P. y Richart F. E. Jr. (1970). “Dynamic Prestraining of Dry Sand”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM 2, pp. 453-469.
- Duncan J. M. y Chang C. Y. (1970). “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
- Dyvik, R. y Madshus C. (1985), “Laboratory Measurement of G_{max} Using Bender Elements”. Proceedings Annual Convention: *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, MI, ASCE, New York.
- Fam M. A. y Santamarina J. C. (1996). “Study of Clay-Cement Slurries with Mechanical and Electromagnetic Waves”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 5, pp. 365-373.
- Fam M. A., Cascante, G. y Dusseault M. B. (2002). “Large and Small Strain Properties of Sands Subjected to Local Void Increase”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 12, pp. 1018 – 1026.
- Feda J. (1994). “Collapse of Soil Structure”. *Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils*, London U.K., Balkema, Rotterdam, P. G. Fookes & R. H. G. Parry (eds.), pp. 237 - 240.
- Feda J. (2000). “Specific Soil Behaviour – Collapse”. *GeoEng 2000*, an International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, pp. 19 – 24.

- Fernández A. y Santamarina J. C. (2001). "The Effect of Cementation on the Small Strain Parameters of Sands". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp. 191 – 199.
- Finn W. D. L., Pickering D. J. y Bransby P. L. (1971). "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM 4, pp. 639-659.
- Fleureau J. M., Hadiwardoyo S., Dufour – Laridan E., Langlois V. y Gomes Correia A. (2002). "Influence of Suction on the Dynamic Properties of a Silty Sand". *Proceedings of the Third International Conference of Unsaturated Soils (UNSAT 2002)*, Jucá, de Campos and Marinho (eds.), Vol. 2, pp. 463 – 471.
- Francisca F. M., Cuestas G. y Rinaldi V. A. (1998). "Estudio de Permeabilidad en Limos Loésicos". *Congreso Geotécnico Argentino GT98*, Córdoba, Argentina.
- Fratta D. y Santamarina J. C. (1996). "Wave Propagation in Soils: Multi-Mode, Wide-Band Testing in a Waveguide Device". *Geotechnical Testing Journal*, *GTJODJ*, Vol. 19, No. 2, pp. 130 – 140.
- Fredlund D. G. y Rahardjo H. (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". John Wiley & Sons, Inc..
- Gehling W. Y. Y., Ceratti J. A., Bica A. V. D., Núñez W. P. y Rodrigues M. R. (1997). "Influencia da Sucção nos Módulos de Resiliência Obtidos em Laboratório e em Campo par um Solo Típico de Subleito de Pavimento do Rio Grande do Sul". *Anais do 3º Simposio Brasileiro de Solos não Saturados (ÑSAT 97)*, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 1, pp. 105 – 112.
- Goto S., Tatsuoka R., Shibuya S, Kim Y. S. y Sato T. (1991). "A Simple Gauge for Local Small Strain Measurements in the Laboratory". *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 1, pp. 169 – 180.

- Guorui G. (2002). "The Collapsing Loess in China". *IX Congress Engineering Geology for Developing Countries*, J. L. van Rooy and C. A. Jermy eds., Durban, South Africa.
- Gourui G. (1981). "Classification of Microstructure of Loess in China and their Collapsibility". *Scientia Sinica*, Vol. 24, No. 7, pp. 962 – 970.
- Hall J. R. Jr. y Richart F. E. Jr. (1963). "Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 89, No. SM6, pp. 27 – 56.
- Hardcastle J. H. y Sharma S. (1998). "Shear Modulus and Damping of Unsaturated Loess". *Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 75., Dakoulas P., Yegian M. and Holtz R. D. (eds), pp. 179 – 188.
- Hardin B. O. (1978). "The Nature of Stress-Strain Behaviour of Soils". *Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference*, ASCE, Vol. I, pp. 3-90.
- Hardin B. O. y Richart F. E. Jr (1963). "Elastic Wave Velocities in Granular Soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 89, No. SM 1, pp. 33-65.
- Hardin B. O. y Music J. (1965). "Apparatus for Vibration During the Triaxial Test". *Symposium on Instrumentation and Apparatus for Soils and Rocks*, ASTM STP, No. 392.
- Hardin B. O. y Black W. L. (1968). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM 2, pp. 353-369.

- Hardin B. O. y Drenvich V. P. (1972a). "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Vol. 98 No. SM 6 pp 603-324
- Hardin B. O. y Drenvich V. P. (1972b). "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. Vol. 98 No. SM 7 pp 667-692.
- Hardin B. O. y Blandford G. E. (1989). "Elasticity of Particulate Materials". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, No. 6, pp.788 – 805.
- Hardin K. O., Drnevich V. P., Wang J. y Sams C. E. (1994). "Resonant Column Testing at Pressures up to 3.5 Mpa (500 psi)". *Dynamic Geotechnical Testing II, ASTM STP 213*, Ebelhar R. J., Drnevich V. P. y Kutter B. L. (eds.), pp. 222 – 233.
- Hettler A. y Gudehus G. (1985). "A Pressure-Dependent Correction for Displacement Results from 1 g Model Tests with Sand". *Geotechnique*, Vol. 35, No. 4, pp. 497-510.
- Hicher P. Y. (1996). "Elastic Properties of Soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 8, pp. 641 – 648.
- Hilf J. W. (1991). From "*Foundation Engineering Handbook*", second edition, edited by Hsai – Yang – Fang, A Von Nostrand Reinhold Book, pp. 249 – 317.
- Hiltunen D. R y Woods R. D. (1988). "SASW and Crosshole Test Results Compared". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 279 – 289.

- Hird C. C. y Yung P. C. Y. (1989). "The Use of Proximity Transducers for Local Strain Measurements in Triaxial Tests". *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 12, No. 4, pp. 292 – 296.
- Hoar R. J. y Stokoe K. H. (1978). "Generation and Measurement of Shear Waves In Situ". *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 3-29.
- Hoar R. J. y Stokoe K. H. (1980). "In Situ Shear Wave Velocity Measurements, Lynn Ary Park, Anchorage, Alaska". *Reporte para el estudio Geológico de los Estados Unidos*, Branch of Engineering Geology, Denver, Colorado.
- Hoar R. J. y Stokoe K. H. (1981). "Crosshole Measurement and Analysis of Shear Waves". *Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Stockholm, Vol. 3, session 10, pp. 223-226.
- Holtz R. D. y Kovacs W. D. (1981). "An Introduction to Geotechnical Engineering". Prentice – Hall, Englewood Cliffs.
- Iida K. (1938). "The Velocity of Elastic Waves in Sand". *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, Tokyo Imperial University, Vol. 16, pp. 131 – 144.
- Iida K. (1940). "On the Elastic Properties of Soil Particularly in Relation to its Water Content". *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, Tokyo Imperial University, Vol. 18, pp. 675 – 690.
- Isenhower W. M. (1979). "Torsional Simple Shear / Resonant Column Properties of San Francisco Bay Mud. *Tesis Doctoral presentada en la Universidad de Texas, USA.*
- Isenhower W. M. y Stokoe K. H. II (1981). "Strain Rate Dependent Shear Modulus of San Francisco Bay Mud". *Proceedings International Conference on Recent*

Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri.

Ishihara K. (1993). "Dynamic Properties of Soils and Gravels from Laboratory Tests". *Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, Seco Pinto (ed), Balkema, Rotterdam, pp. 1-17.

Ishihara K. (1993). "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes". *Geotechnique* 43, No 3, pp. 351-415.

Ishihara K. y Li S. (1972). "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test". *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.

Ishihara K., Tatsuoka F. y Yasuda S. (1975). "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses". *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.

Ishimoto M. e Iida K. (1937). "Determination of Elastic Constants of Soil by means of Vibration Methods". *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, Vol. 16, pp. 67.

Iwasaki Y., Tatsuoka F. y Takagi Y. (1978). "Shear Modulus of Sands under Torsional Shear Loading". *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.

Jardine R. J., Symes M. J. y Burland J. B. (1984). "The measurement of Soil Stiffness in the Triaxial Apparatus". *Geotechnique* 34, No. 3, pp. 323 – 340.

Jovicic V. y Coop M. R. (1997). "Stiffness of Coarse-Grained Soils at Small Strains". *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 545 – 561.

Jovicic V., Coop M. R. y Simic M. (1996) "Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Element Tests". *Nota Técnica, Geotechnique*, Vol. 46, No. 2, pp. 357-362.

- Kawaguchi T., Mitachi T. y Shibuya S. (2001). "Evaluation of Shear Wave Travel Time in Laboratory Bender Element Test". *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul, Turquía, 27 – 31 de Agosto del 2001 pp. 155 – 159.
- Kie T. T. (1988). "Fundamental Properties of Loess from North Western China". *Engineering Geology* 25, Elsevier Science Publishers Bv. Amsterdam, pp. 103 – 122.
- Kim D. S. (1991). "Deformational Characteristics of Soils at Small to Intermediate Strains from Cyclic Tests". *Tesis Doctoral presentada en la Universidad de Texas*, Austin.
- Kim D. S. y Park H. C. (1999). "Evaluation of Ground Densification Using SASW and Resonant Column Tests". *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (2), pp. 291 – 299.
- Kim D. S., Shin M. K. y Park H. C. (2001). "Evaluation of Density in Layer Compaction Using SASW Method". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, pp. 39 – 46.
- Kokusho T. (1980). "Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range". *Report of Civil Engineering Institute*, No. 1085, Ministry of Construction Tokyo Japan.
- Kokusho T. (1989). "Cyclic Triaxial Test on Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range". *Soils and Foundations* 20, No. 2, pp. 45 – 60.
- Kokusho T., Yoshida Y. y Esashi Y. (1982). "Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range". *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4 pp. 1-18.

- Kondner R. L. (1963). "Hyperbolic Stress – Strain Response: Cohesive Soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 89, No. SM1, pp. 283-310.
- Kondner R. L. y Zelasko J. S. (1963). "A Hyperbolic Stress – Strain Formulation for Sands". *Proceedings of The 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Brasil*, Vol. 1, pp. 289-324.
- Kovacs W. K y Leo E. (1981). "Cyclic Simple Shear of Large-Scale Sand Samples: Effects of Diameter to Height Ratio". *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis*, Vol. 3, pp. 897-907.
- Kramer S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Editorial: William J. Hall.
- Lanzo G., Vucetic M. y Doroudian M. (1997). "Reduction of Shear Modulus at Small Strains in Simple Shear". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 123, No. 11, pp. 1035 – 1042.
- Lekarp F., Isacssoon U. y Dawson A. (2000). "State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates". *Journal of the Transportation Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 1, pp. 66 – 74.
- Li X. S. (1982). "Laboratory Determination of Shear Modulus and Damping of Soils Using a Microcomputer Based Instrumentation System". *Tesis de Maestría presentada en la Universidad de California, Davis, California*.
- Li W. S., Yang W. L., Shen C. K. y Wang W. C. (1998). "Energy – Injecting Virtual Mass Resonant Column System". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 5, pp. 428 – 438.

- Lo Presti D. C. F., Jamiolkowski M., Pallara O., Cavallaro A. y Pedroni S. (1997). "Shear Modulus and Damping of Soils". *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 603 – 617.
- Lodde P. F. (1982). "Dynamic Response of San Francisco Bay Mud". *Tesis de Maestría presentada en la Universidad de Texas, Austin, USA.*
- Luttenegger A. J. y Saber R. T. (1987). "Pore Structure in Loess Using Mercury Porosimetry". *Engineering Aspects of Soil Erosion, Dispersive Clays and Loess*, ASCE, Geotechnical Special Publication N.10, C. W. Lowell & T. L. Wiltshire (eds.), pp. 115 – 128.
- Lysenko M. P. (1971). "Loessial Rocks of the European USSR Jerusalem". *Israel Program Scientific Translation*, 1st ed. 168, pp. A04.
- Marcuson W. F. III y Wahls H. E. (1972). "Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM 12, pp 1359-1373.
- Marsal R. J. (1979). "Análisis de Conocimientos sobre Suelos Cohesivos Compactados". *Sexto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Lima, Perú, Vol. 1, pp. 143-222.
- Masing G. (1926). "Eigenspannungen und Verfestigung Beim Messing". *Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics*, pp. 332-335.
- Mateos M. y Vilar H. D. (1998). "Colapso Relativo de un suelo Compactado de Bajo Peso Unitario". *Trabajo Final de Grado presentado en la Universidad Nacional de Córdoba*, Córdoba, Argentina.
- Mendoza M. y Nader F. (1979). "Influence of Aging and Drying on the Unconfined Strength of Compacted Soils". *Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Lima, Peru, Vol. 2, pp. 411 – 421.

- Mindlin R. D. y Deresiewicz H. (1953). "Elastic Spheres in Contact under Varying Oblique Forces". *Journal of Applied Mechanics Trans.*, ASME, 75, pp. 327 – 344.
- Mitchell J. K., Hooper D. R. y Campanella R. G. (1965). "Permeability of Compacted Clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, SM 4, pp. 41 – 65.
- Mok Y. J., Sánchez-Salineró I., Stokoe K. H. y Roesset J. M. (1988). "In Situ Damping Measurements by Crosshole Seismic Method". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 305 – 320.
- Moll L. y Rocca R. (1991). "Properties of Loess in the Center of Argentina". *IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Chile, Vol. 1, pp. 1-13.
- Morris D. V. (1990). "Automatic Feedback System for Resonant Column Testing". *Geotechnical Testing Journal*, 13 (1), pp. 16 – 23.
- Murphy V. J. (1972). "Geophysical Engineering Investigation Techniques for Microzonation". *Proceedings of the International Conference on Microzonation for Safer Construction, Research and Application*, Vol. 1, Seattle, Washington, pp. 131-159.
- Nakagawa K., Kenichi S y Mitchell J. K. (1996). "Pulse Transmission System for Measuring Wave Propagation in Soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 302-308
- Núñez (2000). Comunicación Privada.
- Oda M. (1972). "Initial Fabric and their Relationships to Mechanical Properties of Granular Material". *Soils and Foundation*, 12, No. 2. pp. 1 – 28.

- Olsen R. S. (1988). "Using the CPT for Dynamic Site Response Characterization". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 374 – 388.
- Patel N. S. (1980). "Generation and Attenuation of Seismic Waves in Downhole Testing". *Tesis de Maestría presentada en la Universidad de Texas, Austin, Texas*.
- Qian X., Gray D. H. y Woods R. D. (1994). "Voids and Granulometry: Effects on Shear Modulus of Unsaturated Sands". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 2, pp. 295 – 314.
- Rampello S., Viggiani G. M. B. y Amorosi A. (1997). "Small-Strain Stiffness of Reconstituted Clay Compressed along Constant Triaxial Effective Stress Ratio Paths". *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 475 – 489.
- Rao S. M. y Revanasiddappa K. (2000). "Role of Matric Suction in Collapse of Compacted Clay Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 85 – 90.
- Redolfi E. (1990). "Comportamiento de Pilotes en Suelos Colapsibles". *Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España*.
- Reginatto A. R. (1976). "Suelos Colapsibles". *Trabajo no publicado*, Universidad Nacional de Córdoba.
- Reginatto A. R. y Ferrero J. C. (1973). "Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry". *Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow.
- Richart F. E., Hall J. R. y Woods R. D. (1970). "Vibrations of Soils and Foundations". Editorial: Newmark y Hall.

- Rinaldi V. A. (1994). “Propiedades Dieléctricas del Loess del Centro de Argentina”, *Tesis Doctoral presentada en la Universidad Nacional de Córdoba*, Córdoba, Argentina.
- Rinaldi V. A. y Redolfi E. (1996). “Comportamiento Dinámico del Loess a Bajos Niveles de Deformación (G_{max})”. *Congreso Geotécnico Argentino GT96*, Córdoba, Argentina.
- Rinaldi V. A. y Zeballos M. (1996). “Experiencia en el Uso de Cristales Piezoeléctricos en la Caracterización Dinámica de Suelos”. *Congreso Geotécnico Argentino, GT 96*, Córdoba, Argentina.
- Rinaldi V. A., Santamarina J. C. y Redolfi E. (1998). “Characterisation of Collapsible Soils With Combined Geophysical and Penetration Testing”. *Symposium In-Situ characterisation of soils*, Atlanta USA.
- Rocca R. J. (1985). “Review of Properties of Loess Soils”. *CE 299 Report, Tesis de Maestría presentada en la Universidad de California*, Berkeley, USA.
- Rocca R. J. y Tanco A. (1988). “Las Obras Viales en Suelos Colapsables”. *Reporte Interno del Instituto Superior de la Investigación del Transporte, INV88-15/PID25*, Universidad Nacional de Córdoba.
- Roesler S. (1979). “Anisotropic Shear Modulus Due to Stress Anisotropy”. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, GT7, pp. 871-880.
- Rollins K. M., Evans M. D., Nathan B. D. y William D. D. III (1998). “Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 5, pp. 396 – 405.

- Sanches-Salineró I., Roesset J. M. y Stokoe K. H. (1986). "Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation". *Reporte GR 86-15*, Universidad de Texas, Austin.
- Santamarina J. C. y Cascante G. (1996). "Stress Anisotropy and Wave Propagation: a Micromechanical View". *Canadian Geotechnical Journal* 33, pp. 770-782.
- Santamarina J. C. y Cascante G. (1998). "Effect of Surface Roughness on Wave Propagation Parameters". *Nota Técnica, Geotechnique* 48, No. 1, pp. 129-136.
- Santamarina J. C., Klein K. A. y Fam M. A. (2001). "Soils and Waves". Wiley & Sons LTD.
- Seed H. B. (1976). "Some Aspects of Sand Liquefaction under Cyclic Loading". *Proceedings, Conference on Behaviour of Offshore Structures*, Norwegian Institute of Technology, Oslo.
- Seed H. B. y Lee L. (1966). "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, No. SM 6, pp. 105-134.
- Seed H. B. e Idriss I. M. (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses". *Earthquake Engineering Research Center*, Report No EERC 70-10.
- Seed H. B. y Peacock W. H. (1971). "Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM 8, pp. 1099-1119.
- Seed H. B., Mitchell J. K. y Chan C. K. (1960). "The Strength of Compacted Cohesive Soils". *American Society of Civil Engineers Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, University of Colorado, Denver, Colorado.

- Shannon y Wilson, Inc. y Agbabian Associates (1976). "In Situ Impulse Test: An Experimental and Analytical Evaluation of Data Interpretation Procedures". *Reporte No. NUREG-0028, Nuclear Regulatory Commission*, pp. 264.
- Sherif M. A. e Ishibashi I. (1976). "Dynamic Shear Modulus for Dry Sands". *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 102, No. GT 11, pp. 1171 – 1184.
- Sherif M. A., Ishibashi I. y Lee C. D. (1982). "Earth Pressure Against Rigid Retaining Walls". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 108, No. GT5, pp. 679-695.
- Shibuya S., (2000). "Assessing Structure of Aged Natural Sedimentary Clays". *Soils and Foundations (JGS)*, Vol. 40., No. 3, pp. 1-16.
- Shibuya S., Hwang S. C. y Mitachi T. (1997). "Elastic Shear Modulus of Soft Clays from Shear Wave Velocity Measurement". *Geotechnique* 47, No. 3, pp. 593 – 601.
- Shibuya S, Mitachi T, Tanaka, H, Kawaguchi T. y Lee I. M. (2001). "Measurement and Application of Quasi-Elastic Properties in Geotechnical Site Characterisation". *Eleventh Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong et al. (eds.), pp. 639 – 710.
- Shiwakoti D. R., Tanaka H. y Tanaka M. (2001). "A Study on Small Strain Shear Modulus of Undisturbed Soft Marine Clays and its Correlations with other Soil Parameters". *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, pp. 2247 - 2253.
- Shirley D. J. (1978). "An Improved Shear Wave Transducer". *Journal of the Acoustical Society of America*, 63 (5), pp. 1643-1645.

- Sivakumar V. y Wheeler S. J. (2000). "Influence of Compaction Procedure on the Mechanical Behaviour of an Unsaturated Compacted Clay. Part 1: Wetting and Isotropic Compression". *Geotechnique* 50, No. 4, pp. 359 – 368.
- Skoglund G. R., Marcuson W. F. III y Cunney R. W. (1978). "Evaluation of Resonant Column Test Devices". *Journal of the Geotechnical Journal* 33, pp. 770 – 782.
- Smalley I. J. y Vita – Finzi C. (1968). "The Formation of Fine Particles in Sandy Desertsand The Nature of Desert Loess". *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 38, No. 3, pp. 744 – 766.
- Stokoe K. H. (1980). "Field Measurement of Dynamic Soil Properties". *Reporte no publicado*, Universidad de Texas, Austin.
- Stokoe K. H. y Abdel-razzak K. H. (1975). "Shear Moduli of Two Compacted Fills". *Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. 1, Raleigh, N. C., pp. 442-449.
- Stokoe K. H. y Hoar R. J. (1978). "Generation and Measurement of Shear Waves In Situ". *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 3-29.
- Stokoe K. H. II y Lodde P. F. (1978). "Dynamic Response of San Francisco Bay Mud". *Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference*, ASCE, New York, Vol. II, pp. 940 – 959.
- Stokoe K. H. y Chen A. (1979). "Interpretation of Strain – Dependent Modulus and Damping from Torsional Shear Test". *USGS-GD-79-002 or NTIS-PB-298476/AS*, pp. 44.
- Stokoe K. H. II, Isenhower W. M. y Hsu J. R. (1980). "Dynamic Properties of Offshore Silty Samples". *12th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, USA, pp. 289 – 302.

- Stokoe K. H. II y Ni S. H. (1985). "Effects of Stress State and Strain Amplitude on Shear Modulus of Dry Sand". *Proceedings of Second Symposium on The Interaction of Soils with Structures*, Panama City Beach, Florida.
- Stokoe K. H. y Santamarina J. C. (2000). "Seismic Wave – Based Testing in Geotechnical Engineering". *GeoEng 2000*, Melbourne, Australia, pp. 1490 – 1536 (State of the Art).
- Stokoe K. H. II, Nazarian S., Rix G. J., Sanchez-Salinero I., Sheu J. C. y Mok Y. J. (1988). "In Situ Seismic Testing of Hard-to-Sample Soils by Surface Wave Method". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 265 – 278.
- Stokoe K. H. II, Hwang S. K., Lee J. N. K. y Andrus R. D. (1994). "Effects of Various Parameters on the Stiffness and Damping of Soils at Small to Medium Strains". *International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi y Miura (eds.), Sapporo, Japón, 12 al 14 de Septiembre, pp. 785 – 816.
- Stokoe K. H. II, Darendeli M. B., Andrus R. D. y Brown L. T. (1999). "Dynamic Soil Properties: Laboratory, Field and Correlation Studies". *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Sêco e Pinto, A. A. Balkema Publishers / Rotterdam & Grookfield, Netherlands, Vol. 3, pp. 811 – 845.
- Sully J. P. y Campanella R. G. (1995). "Evaluation of In Situ Anisotropy from Crosshole and Downhole Shear Wave Velocity Measurements". *Geotechnique* 45, No. 2, pp. 267-282.
- Sykora D. W. y Koester J. P. (1988). "Correlations between Dynamic Shear Resistance and Standard Penetration Resistance in Soils". *Earthquake Engineering and Soil*

Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, Von Thun J. L. (eds.), pp. 389 – 404.

Tatsuoka F. y Shibuya S. (1992). “Deformational Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests”. *Keynote Lecture, Proc. IX Asian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, 1991, Vol. 2, 947 – 1066.

Tatsuoka F., Sato T., Park C. S., Kim Y. S., Mukabi J. N. y Kohata Y. (1994). “Measurement of Elastic Properties of Geomaterials in Laboratory Compression Tests”. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 17, No. 1, pp. 80 – 94.

Tatsuoka F, Lo Presti D y Kohata Y. (1995). “Deformation Characteristics of Soils and Soft Rocks under Monotonic and Cyclic Loads and their Relationships”. *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis.

Tawfiq K. S., Aggour M. S. y Al-Sanad H. A. (1988). “Dynamic Properties of Cohesive Soils from Impulse Testing”. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokio, Vol. 3, pp. 11 – 16.

Teruggi M. E. (1957). “The Nature and Origin of Argentinean Loess”. *Journal of Sed. Petrol.* 27, pp. 323 – 332.

Terzaghi K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”. Wiley, New York. Traducción al Español “Mecánica Teórica de Suelos”, Ed. Acme Agency SRL, Ciencia del Ingeniero, Buenos Aires (1945).

Thiers G. R. (1965). “The Behaviour of Saturated Clay under Seismic Loading Conditions”. *Tesis Doctoral presentada en la Universidad de California*, Berkeley.



- Troncoso J. H. y Garcés E. (2000). : Ageing Effects in the Shear Modulus of Soils”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, pp. 595 – 601.
- Viggiani G. y Atkinson J. H. (1995). “Interpretation of Bender Element Tests”. Nota Técnica. *Geotechnique* 45, No 1, pp. 149-154.
- Viggiani G. y Atkinson J. H. (1995). “Stiffness of Fine-Grained Soil at very Small Strains”. *Geotechnique* 45, No 2, pp. 249-265.
- Vinale F., d’Onofrio A., Mancuso C., Santucci de Magistris S. y Tatsuoka T. (1999). “The Prefailure Behaviour of Soils as Construction Materials”. *Proceedings of the 2nd International Conference on Pre – Failure Behaviour of Geomaterials*, Jamildowski, Lancellotta and Lo Presti (eds.), IS Torino 99, Vol. 2, Rotterdam, Balkema,
- Vucetic M. (1994). “Cyclic Threshold Shear Strains in soils”. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 12, pp. 2208 – 2228.
- Vucetic M. y Dobry R. (1991). “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response”. *Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. Vol. 117 No. 1 pp. 89 - 107.
- Walsh K. D. (1997). “Shear Strength Components Attributable to Cementation versus Soil Suction in Arid Enviroments”. *Unsaturated Soil Engineering Practice*, Geotechnical Special Publication No. 68, ASCE, Houston S. L. y Fredlund D. G. (eds.), pp. 169 – 198.
- Wang Y. H. (2001). “Attenuation in Soils and Non-Linear Dynamic Effects”. *Tesis Doctoral presentada en el Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA*.
- Warrick R. E. (1974). “Seismic Investigation of a San Francisco Bay Mud Site”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 64, No. 2, pp. 375-385.

- Weiler W. A. (1988). "Small – Strain Shear Modulus of Clay". *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 20., J. Lawrence Von Thun (eds), pp. 331 – 345.
- Wilson S. D. y Dietrich R. J. (1960). "Effect of Consolidation Pressure on Elastic and Strength Properties of Clay". *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado.
- Wilson S. D., Brown F. R. Jr. y Schwarz S. D. (1978). "In Situ Determination of Dynamic Soil Properties". *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 295-317.
- Woods R. D. (1978). "Measurement of Dynamics Soil Properties". *Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Pasadena CA. ASCE Geotec, Eng. Div. Vol. 1 pp. 91-180.
- Woods R. D. (1991). "Field and Laboratory Determination of Soil Properties at Low and High Strains". *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. 3, pp. 1727 – 1741.
- Woods R. D. (1994). "Laboratory Measurement of Dynamic Soil Properties". *Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM STP 2133, Ebelhar R. J., Drnevich V. P. y Kutter B. L. (eds.), pp. 165 – 190.
- Wu Z. H., Xie D. Y., Yu X. F., Li Q. Y. y Chen X. Y. (1987). "Dynamic Characteristics of Intact Loess". *Engineering Aspects of Soil Erosion, Dispersive Clays and Loess*, Geotechnical Special Publication No. 10, ASCE, Lovell C. W. y Wiltshire R. L. (eds.), pp. 148 – 167.
- Yamashita S. y Suzuki T. (2001). "Small Strain Stiffness on Anisotropic Consolidated State of Sands by Bender Elements and Cyclic Loading Tests". *Proceedings of*

the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía, 27 – 31 de Agosto del 2001 pp. 325 – 239.

Yesiller N., Inci G. y Miller C. J. (2000). “Ultrasonic Testing for Compacted Clayey Soils”. *Advances in Unsaturated Geotechnics*, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 99, Shackelford C. D., Houston S. L. and Chang N.-Y. (eds.), pp. 54 – 68.

Yu P. y Richart F. E. Jr. (1984). “Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 3, pp. 331 – 345.

Zavoral D. Z. y Campanella R. G. (1994). “Frequency Effects on Damping / Modulus of Cohesive Soil”. *Proceedings of The Symposium on Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM, Philadelphia, pp. 191 – 201.

Zeballos M. y Rinaldi V. A. (2001). “Comportamiento Estático y Dinámico de una Arena Limosa Empleada como Material de Terraplén”. C5 – 264, *XIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito*, Buenos Aires, Argentina octubre del 2001.

Zeng X. y Ni B. (1998). “Measurement of G_{max} under Anisotropic Loading Condition using Bender Elements”. *Geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, Dakoulas P., Yegian M. and Holts R. (eds.), Vol. 1, pp. 189 – 200.

Zeng X. y Ni B. (1999). “Stress – Induced Anisotropic G_{max} of Sands and its Measurement”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 9, pp. 741 – 749.



*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

ANEXO A

CALIBRACIÓN DE SENSORES

ANEXO A

CALIBRACIÓN DE SENSORES

A.1 INTRODUCCIÓN

En este anexo se describen los procedimientos empleados para la calibración de los diferentes sensores necesarios para la utilización de la columna resonante, tanto en resonancia como en corte torsional estático cíclico, a saber: acelerómetro, sistema excitador, LVDT y proxímetros. Se presentan también los resultados obtenidos en las diferentes calibraciones.

A.2 CALIBRACIÓN DEL ACELERÓMETRO

La Columna Resonante cuenta con un acelerómetro Columbia 3030 H el cual es solidario al cabezal superior (ver Figura 4.8). Este acelerómetro permite medir la aceleración y frecuencia del movimiento del cabezal superior de la muestra. Estos datos son utilizados para determinar la frecuencia de resonancia de la muestra y calcular la amplitud de deformación impuesta de la manera descrita en el apartado 4.3.1.1 del Capítulo 4.

El acelerómetro se conecta a un amplificador Columbia 4102, el cual cumple la función de linealizar la relación existente entre la aceleración sufrida por el acelerómetro y el voltaje de la señal de salida.

Para la calibración del acelerómetro se utilizó un excitador estandarizado Hand Held Shaker de la marca Hewlett Packard. Este dispositivo es capaz de imponer en el acelerómetro una aceleración que varía en forma sinusoidal con una frecuencia de 159.2

Hz y una amplitud de 9.8 m/seg^2 (1 g). La verificación de estos valores se presenta en el Anexo B.

El Factor de calibración del acelerómetro Columbia 3030 H obtenido resultó:

$$F_{ac} = 6.49 \text{ pC} / \text{ms}^{-2} = 63.7 \text{ pC} / \text{g}$$

Este valor es muy próximo al publicado por la empresa fabricante (www.columbiaresearchlab.com) de $60 \text{ pC} / \text{g}$. El rango lineal de trabajo se extiende entre 2Hz y 5kHz y la frecuencia de resonancia es de 25 kHz.

A.3 CALIBRACIÓN DEL SISTEMA EXCITADOR

El sistema excitador está constituido por cuatro imanes solidarios al cabezal superior rodeados por dos bobinas cada uno. La calibración del sistema excitador consiste en determinar el factor de proporcionalidad entre el voltaje aplicado a las bobinas y el momento torsor actuante sobre la muestra ensamblada en la columna resonante. El factor de calibración del sistema excitador (F_{SE}) será por lo tanto, la relación que existe entre el torque producido por el cabezal superior (T) y el voltaje aplicado sobre las bobinas (V_{t_T}) que rodean a los imanes solidarios al cabezal superior.

$$F_{SE} = \frac{T}{V_{t_T}} \quad (\text{Ec. A.1})$$

Este factor de calibración se determinó de dos maneras diferentes:

- Dinámicamente
- Estáticamente

El voltaje actuante sobre las bobinas que rodean a los imanes fue producido por una fuente, utilizando en forma indistinta un Analizador de Señales Stanford Research

Systems SR780 o un Generador de Señales Stanford Research Systems Modelo DS345.

A.3.1 Calibración Dinámica

La calibración dinámica consiste en ensamblar una de las barras de calibración en la columna y hacer vibrar al sistema próximo a su frecuencia de resonancia. Como las características dinámicas del sistema (rigidez torsional, momento de inercia polar y coeficiente de amortiguamiento) son conocidas, ya que han sido determinadas al realizar la calibración de la columna resonante (ver apartado 4.3.2.6 del Capítulo 4), es posible, midiendo la deformación del sistema, calcular el momento torsor actuante sobre la barra. Como el voltaje que actúa sobre las bobinas también es conocido, la relación entre éste y el momento torsor puede ser determinada, con lo que se obtiene el factor de calibración del sistema excitador (ecuación A.1).

Si se asimila a la columna resonante a un sistema de un grado de libertad, la ecuación que gobierna el problema es:

$$K_{bc} \cdot \phi + C_{bc} \cdot \frac{d\phi}{dt} + I_{bca} \cdot \frac{d^2\phi}{dt^2} = T_o \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) \quad (\text{Ec. A.2})$$

en la que K_{bc} es la rigidez torsional de la barra ensayada, ϕ es el ángulo de giro en radianes sufrido por la barra (Figura A.1), C_{bc} es el coeficiente de amortiguamiento de la barra, I_{bca} es el momento de inercia polar del sistema (barra más cabezal), T_o es la amplitud del momento torsor cíclico aplicado, ω es la frecuencia angular (rad/seg) de la fuerza excitatriz, t es el tiempo y $d\phi/dt$ y $d^2\phi/dt^2$ son las derivadas primera y segunda de ϕ respecto al tiempo respectivamente.

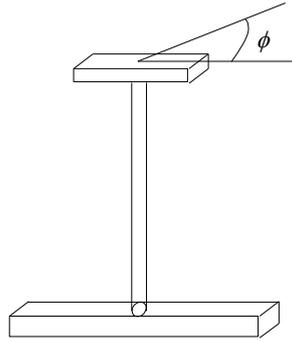


Figura A.1: Ángulo de rotación ϕ medido en una de las barras de calibración.

La frecuencia natural no amortiguada (ω_{nb}) resulta:

$$\omega_{nb} = \sqrt{\frac{K_{bc}}{I_{bca}}} \quad (\text{Ec. A.3})$$

en la que I_{bca} es el momento de inercia polar del sistema formado por la barra de calibración y el cabezal superior y K_{bc} es la rigidez de la barra de calibración ensamblada.

La solución de la ecuación diferencial A.2 es una función del tiempo de forma:

$$\phi(t) = \phi_o \cdot \text{sen}(\omega \cdot t - \varphi) \quad (\text{Ec. A.4})$$

en la que $\phi(t)$ es la función solución de la ecuación A.2, ϕ_o es la amplitud de la respuesta, φ es el ángulo de desfase entre la excitación y la respuesta y ω y t tienen el mismo significado que en la ecuación A.2.

Las propiedades físicas del sistema (K_{bc} , C_{bc} e I_{bca}) son conocidas, ya que fueron determinadas en la calibración de la columna y $\phi(t)$ puede medirse durante la prueba mediante los proxímetros o el acelerómetro. ϕ_o es el máximo valor de $\phi(t)$. Por lo tanto, la única incógnita en la ecuación A.2 es T_o , la cual puede ser determinada como:

$$T_o = \phi_o \cdot \sqrt{(K_{bc} - I_{bca} \cdot \omega^2)^2 + C_{bc}^2 \cdot \omega^2} \quad (\text{Ec. A.5})$$

Conocida la amplitud del momento torsor aplicado a la barra (T_o) y medida la amplitud del voltaje de la corriente impuesta a las bobinas (V_{T_o}), el factor de calibración del sistema excitador (F_{SE}) queda determinado para la máxima amplitud de deformación (ϕ_o) mediante la utilización de la ecuación A.1.

Este tipo de calibración se llevó a cabo con las dos barras de calibración provistas con la columna resonante (identificadas como B1 y B2). Para cada barra el procedimiento se repitió varias veces variando la amplitud de la excitación (controlada por el generador de señales). Para cada amplitud de excitación se varió la frecuencia excitatriz alrededor de la frecuencia de resonancia (en torsión) de la barra y para cada frecuencia se calculó un F_{SE} . Con todos los F_{SE} calculados se determinó un factor promedio el cual resultó igual a $1.4 \cdot 10^{-3}$ N.m/V. En la Tabla A.1 se presentan los factores de calibración obtenidos en las diferentes mediciones.

Tabla A.1: Factores de calibración del sistema excitador (F_{SE}) obtenidos con las barras de calibración B1 y B2 para diferentes niveles de deformación.

Medición	Barra	ϕ [10^{-3} rad]	F_{SE} [10^{-3} N.m/V]
1	B1	1.7	1.56
2	B1	4.8	1.32
3	B1	9.6	1.20
4	B1	14.3	1.60
5	B2	1.2	1.41
6	B2	3.4	1.39
7	B2	6.5	1.46
8	B2	10.2	1.34
9	B2	13.7	1.36
10	B2	16.8	1.38
Promedio			1.40

A.3.2 Calibración Estática

Este procedimiento se basó en la aplicación de una corriente de variación sinusoidal de voltaje conocido (con el Analizador de Señales) a las bobinas de la columna resonante y en la medición del ángulo de giro ϕ (ver figura A.1) de una de las barras de calibración. Como las rigideces de las barras de calibración son conocidas, el torque aplicado puede calcularse como:

$$T = K_{bc} \cdot \phi \quad (\text{Ec. A.6})$$

en la que T representa la momento torsor aplicado, K_{bc} es la rigidez torsional de la barra de calibración ensamblada y ϕ es el ángulo de rotación medido en la barra.

La validez de la ecuación A.6 está superditada a que la excitación sea aplicada en forma estática. Para ello, la frecuencia de la corriente excitatriz debe ser lo suficientemente baja de modo de que las fuerzas inerciales resulten despreciables. Esto se logra con frecuencias inferiores a los 2 Hz. Aquí se adoptaron señales de 0.6 Hz.

Por otro lado, dadas las características elásticas de las barras de calibración, el valor de la rigidez obtenida en la calibración de la columna resonante (de tipo dinámica) puede asumirse igual a la rigidez estática.

Una vez calculado el momento torsor (T) mediante la ecuación A.6 y medido el voltaje de la corriente aplicada a las bobinas (V_{IT}), el factor de calibración (F_{SE}) se calcula mediante la ecuación ecuación A.1. Los valores del F_{SE} obtenidos de esta manera se muestran en la Tabla A.2:

Tabla A.2: Factores de calibración del sistema excitador (F_{SE}) obtenidos en forma estática con las barras de calibración B1 y B2.

Barra	F_{SE} [N.m/V]
B1	$1.3 \cdot 10^{-3}$
B2	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Finalmente, en base a los valores obtenidos para el factor de calibración del sistema excitador (F_{SE}) en las calibraciones dinámica y estática se adoptó como definitivo:

$$F_{SE} = 1.3 \cdot 10^{-3} \text{ N.m/V}$$

A.4 CALIBRACIÓN DEL LVDT

Las deformaciones originadas por los asentamientos de la muestra durante los ensayos de columna resonante y corte torsional estático fueron medidos con un LVDT (Linear Variable Differential Transducer). La respuesta de este dispositivo depende de la frecuencia y de la amplitud de la excitación en los cables primarios (ver apartado 4.3.2.1.3 del Capítulo 4).

El LVDT de la Columna Resonante es de la marca Lucas modelo 500 HR. Cuenta con dos cables bipolares identificados con un número 1 y un número 2. El primero corresponde a los cables primarios y por lo tanto se conectó a un generador de señales. El número 2 corresponde al cable secundario y se conectó a un osciloscopio Fluke 97.

Para excitar el LVDT se utilizó un generador de señales GW modelo GFG-8015G. En este equipo se ajustaron los siguientes valores para la señal de entrada al LVDT:

- Señal excitatriz: sinusoidal
- Frecuencia = 3.13 kHz (medida en el osciloscopio)
- Amplitud de la excitación = 1.17 V_{p-p} = 0.380 V_{rms} (medidas en el osciloscopio)

siendo V_{p-p} y V_{rms} la amplitud entre picos y el voltaje raíz medio cuadrático de la señal respectivamente.

Una vez ajustados estos datos como señal excitatriz del LVDT, se varió la posición de la barra de acero central, tomando lectura de la altura de un punto fijo de la barra respecto a un eje inmóvil (tomado como eje de referencia) y del voltaje de salida en los cables secundarios. Con estas lecturas se estableció la relación entre el desplazamiento en mm

de la barra y el voltaje de salida del LVDT leído en el osciloscopio. El factor de calibración (F_{LVDT}) resultó:

$$F_{LVDT} = 9.7222... \text{ mm/V}$$

A.5 CALIBRACIÓN DE LOS PROXÍMETROS

Las deformaciones torsionales en los ensayos de corte torsional cíclico, se midieron con dos proxímetros Bently Nevada modelo 7200 REBAM, con que cuenta la columna resonante. Estos constan de una punta de medición adosada a la base de fijación de la columna que apunta a un blanco normalizado solidario al cabezal superior. Cada punta de medición se conecta a un acondicionador de señal, el cual es alimentado por una fuente de corriente continua de -24 V. La calibración de los proxímetros consiste en establecer el factor de proporcionalidad entre el voltaje arrojado por los acondicionadores de señal y la distancia entre la punta de medición y el blanco. Este factor varía con las características del blanco, motivo por el cual se utilizó un blanco de material y dimensiones estandarizadas.

Se ejecutaron dos calibraciones diferentes de los proxímetros:

- Manual
- Con el acelerómetro

A.5.1 Calibración Manual

Consistió en colocar el blanco normalizado a diferentes distancias de la puntas de medición y tomar lectura del voltaje arrojado por el acondicionador de señal para cada posición. Conocidas las distancias en milímetros entre la puntas de medición y el blanco y las lecturas en Voltios arrojadas por los acondicionadores de señal de cada proxímetro, el factor de calibración se obtuvo mediante la expresión:



$$F_p = \frac{\Delta V_{t_p}}{\Delta d} \quad (\text{Ec. A.7})$$

en la que F_p es el factor de calibración de los proxímetros, Δd es la variación de la distancia entre el blanco y la punta de medición correspondiente a una variación del voltaje arrojado por el acondicionador de señales ΔV_{t_p} .

Con este método se obtuvo un factor de calibración promedio de 8.0 V/mm.

A.5.2 Calibración con el Acelerómetro

Esta calibración se basó en el cálculo de los desplazamientos sufridos por el blanco normalizado respecto de las puntas de medición de los proxímetros, a partir de las lecturas de aceleración y frecuencia tomadas por el acelerómetro. Para tal fin, se ensamblaron las barras de calibración en la columna resonante y se las hizo vibrar en sus respectivas frecuencias de resonancia.

Combinando las ecuaciones 4.17, 4.18, 4.19 y 4.10 del Capítulo 4, es posible calcular los desplazamientos relativos entre el blanco y las puntas de medición de los proxímetros a través de la expresión:

$$d_p = \frac{I}{10 \cdot \pi^2} \cdot \frac{V_{t_a} \cdot F_r}{f_a^2} \cdot \frac{c_p}{c_a} \quad (\text{Ec. A.8})$$

en la que d_p representa al desplazamiento relativo entre el blanco de los proxímetros y la punta de medición, V_{t_a} es la amplitud del voltaje arrojado por el amplificador Columbia 4102 conectado al acelerómetro Columbia 3030 H, F_r es la tecla de rango seleccionada en dicho amplificador, f_a es la frecuencia de vibración del sistema, c_a es la distancia horizontal existente entre el acelerómetro y el centro del cabezal superior y c_p es la distancia horizontal entre el centro del blanco y el centro de giro del cabezal superior.

A su vez se tomó también lectura de la amplitud de los voltajes arrojados por los acondicionadores de señal de los proxímetros. Con estas lecturas y los desplazamientos

calculados mediante la expresión A.8 se computó el factor de calibración de los proxímetros mediante la fórmula A.7.

Los factores de calibración se evaluaron para diferentes amplitudes de vibración y para las distintas barras de calibración. En todos los casos se verificó que no se superaran los límites del rango lineal de trabajo de los proxímetros. Finalmente se obtuvo un factor de calibración promedio igual a 7.7 V/mm.

Adicionalmente, se verificó el factor de calibración publicado para este dispositivo por el fabricante (www.bentley.com), cuyo valor es de 7.87 V/mm y que fue adoptado como definitivo.

$$F_p = 7.87 \text{ V/mm}$$

Es importante aclarar que el factor de calibración de los proxímetros varía con la longitud del cable que une la punta de medición con el acondicionador de señal. Las calibraciones que aquí se presentan están hechas para una longitud de cable de 5 m.

*CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DEL MÓDULO
DE ELASTICIDAD DINÁMICO DE LOESS EN ESTADO
NATURAL Y COMPACTADO:*

ANEXO B

**VERIFICACIÓN DE LAS
CONSTANTES DEL HAND
HELD SHAKER HP Y EL
ACELERÓMETRO COLUMBIA
3030H**

ANEXO B

VERIFICACIÓN DE LAS CONSTANTES DEL HAND HELD SHAKER HP Y EL ACELERÓMETRO COLUMBIA 3030H

B.1 INTRODUCCIÓN

En este Anexo se detallan los procedimientos y mediciones realizadas para la determinación de la excitación impuesta por el Hand Held Shaker Hewlett Packard y de la constante de calibración del acelerómetro Columbia 3030H provisto con la columna resonante. El Hand Held Shaker fue utilizado para la calibración del acelerómetro, mientras que el factor de calibración del acelerómetro se utilizó para la determinación de la amplitud de la aceleración medida en resonancia y con esta, la amplitud de la deformación sufrida por la muestra ensamblada en la columna resonante.

B.2 ACELERACIÓN DEL HAND HELD SHAKER

A continuación se detallan los equipos utilizados para la determinación de la aceleración impuesta por el Hand Held Shaker Hewlett Packard. Para mayor seguridad, esta medición se repitió dos veces utilizando dos acelerómetros calibrados distintos de la misma marca y modelo, dos amplificadores distintos de la misma marca y modelo y dos osciloscopios diferentes. A continuación, se listan los parámetros ajustados en cada dispositivo de medición junto con las lecturas obtenidas y el cálculo de la aceleración correspondiente.



B.2.1 Medición Nro. 1

B.2.1.1 Equipamiento

Osciloscopio: Hewlett Packard 54616B

Amplificador: Bruel & Kjaer 2635

Acelerómetro: Bruel & Kjaer tipo 4378.

Factor de calibración del acelerómetro = $31.1 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

B.2.1.2 Datos Ajustados en el Amplificador

Transd. Sens. = $3.11 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

Range = $1 - 11 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

mV / Unit Out = 10

Lower Freq. Limit = 1 ms^{-2}

Acc. = 0.2

Upper Freq. Limit > 100 kHz

El significado de estos parámetros puede consultarse en el Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

B.2.1.3 Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio

$V_{p-p} = 1.984 \text{ V}$ $V_{avg} = 4.958 \text{ mV}$

$V_{rms} = 702.3 \text{ mV}$ $f_{car} = 160.3 \text{ Hz}$

siendo V_{p-p} , V_{avg} , V_{rms} y f_{car} la amplitud entre picos, la amplitud promedio, la raíz media cuadrática del voltaje y la frecuencia de la señal medida respectivamente.

B.2.1.4 Cálculo de la Aceleración



$$Acelerac. = \frac{1984mV}{2} \cdot \frac{1}{10 \cdot 10 \frac{mV}{ms^{-2}}} = 9.92 \frac{m}{s^2} \quad (\text{Ec. B.1})$$

El cálculo de la aceleración se hizo siguiendo los lineamientos del Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

B.2.2 Medición Nro. 2

B.2.2.1 Equipamiento

Osciloscopio: Fluke 97

Amplificador: Bruel & Kjaer 2635

Acelerómetro: Bruel & Kjaer tipo 4378.

Factor de calibración del acelerómetro = $31.1 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

B.2.2.2 Datos Ajustados en el Amplificador

Transd. Sens. = $3.11 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

Range = $1 - 11 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$

mV / Unit Out = 100

Lower Freq. Limit = 1 ms^{-2}

Acc. = 0.2

Upper Freq. Limit > 100 kHz

El significado de estos parámetros puede consultarse en el Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

B.2.2.3 Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio

$V_{p-p} = 19.8 \text{ V}$

$V_{avg} = -1.00 \text{ V}$

$V_{rms} = 6.8 \text{ V}$

$f_{car} = 161 \text{ Hz}$

el significado de V_{p-p} , V_{avg} , V_{rms} y f_{car} fue descrito en la medición anterior.

B.2.2.4 Cálculo de la Aceleración

$$Acelerac. = \frac{19800mV}{2} \cdot \frac{1}{100 \cdot 10 \frac{mV}{ms^{-2}}} = 9.90 \frac{m}{s^2} \quad (\text{Ec. B.2})$$

El cálculo de la aceleración se hizo siguiendo los lineamientos del Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

B.2.2.5 Resumen

Los resultados obtenidos son muy próximos a las especificaciones provistas por el fabricante del Hand Held Shaker, según las cuales este dispositivo brinda una aceleración sinusoidal de una amplitud de 1 g (9.8 m/seg^2) y 159.2 Hz de frecuencia.

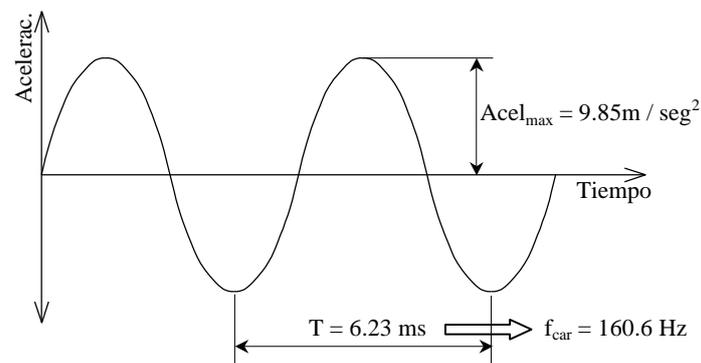


Figura B.1: Excitación impuesta al acelerómetro con el Hand Held Shaker Hewllet Packard.

B.3 FACTOR DE CALIBRACIÓN DEL ACELERÓMETRO

Una vez que la aceleración impuesta por el Hand Held Shaker era conocida, se lo utilizó para excitar el acelerómetro Columbia 3030 H. El acelerómetro Columbia se conectó al amplificador de carga Bruel & Kjaer tipo 2635. En este amplificador se varió la posición de las perillas correspondientes a la Sensibilidad del Transductor (Transd. Sens.) hasta que la lectura observada en el osciloscopio fuera la misma que en el caso del acelerómetro Bruel & Kjaer. Los datos ajustados en el amplificador de carga Bruel & Kjaer tipo 2635 fueron los que se listan a continuación.

B.3.1 Equipamiento

Osciloscopio: Hewlett Packard

Amplificador: Bruel & Kjaer 2635

Acelerómetro: Columbia 3030H

B.3.2 Datos Ajustados en el Amplificador

$$\text{Transd. Sens.} = 6.49 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$$

$$\text{Range} = 1 - 11 \text{ pC} / \text{ms}^{-2}$$

$$\text{mV} / \text{Unit Out} = 100$$

$$\text{Lower Freq. Limit} = 1 \text{ ms}^{-2}$$

$$\text{Acc.} = 0.2$$

$$\text{Upper Freq. Limit} > 100 \text{ kHz}$$

El significado de estos parámetros puede consultarse en el Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

B.3.3 Lecturas Obtenidas en el Osciloscopio

$$V_{p-p} = 1.969 \text{ V}$$

$$V_{avg} = 5.634 \text{ mV}$$

$$V_{rms} = 691.4 \text{ mV}$$

$$f_{car} = 160.3 \text{ Hz}$$

teniendo V_{p-p} , V_{avg} , V_{rms} y f_{car} el mismo significado que en el apartado anterior.

B.3.4 Cálculo de la Aceleración

$$Acelerac. = \frac{1969mV}{2} \cdot \frac{1}{100 \frac{mV}{ms^{-2}}} = 9.85 \frac{m}{s^2} \quad (\text{Ec. B.3})$$

El cálculo de la aceleración se hizo siguiendo los lineamientos del Manual del Usuario del amplificador Bruel & Kjaer 2635.

Por lo tanto el Factor de calibración del acelerómetro Columbia 3030 H es:

$$F_{ac} = 6.49 pC / ms^{-2} = 63.7 pC / g$$